

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Metodología para la consideración de la torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado típicos en la ciudad de Cuenca.”

Trabajo de titulación, previo a la
obtención del título de Ingeniero Civil.

Autores:

Bernarda Priscila Aguirre Arias.

CI: 0104111760

Pedro Fernando Flores Verdugo.

CI: 0105591770

Director:

Ing. Juan Carlos Jiménez Pacheco, PhD(c).

CI: 0102260965

Cuenca – Ecuador

Abril, 2018



RESUMEN

La ciudad de Cuenca está asentada sobre una zona con alta peligrosidad sísmica, $PGA=0.25g$, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. La historia de actividad sísmica revela desastres de al menos un sismo de magnitud 7 (febrero de 1913), implicando escenarios sísmicos probables en las diferentes tipologías constructivas de la ciudad, como estructuras de hormigón armado.

Históricamente, a partir de los ochenta, las estructuras responden a tipologías aporticadas y losa plana. La configuración en planta no ha sido de relevancia al analizar su comportamiento frente a un sismo, por lo que se espera edificaciones con grados de asimetría, generando problemas de torsión en planta. Se plantea la metodología para la consideración de la torsión en planta mediante un análisis estadístico de edificaciones con configuración en planta frecuente, mediante esquemas y planos arquitectónicos, estableciendo patrones típicos de distribución de elementos estructurales e índices que indiquen el potencial de torsión en planta, para una futura evaluación sísmica mediante procedimientos estáticos no lineales, -pushover-, que consideran el efecto torsional producido por el movimiento del suelo, como una estrategia de evaluación del desempeño de edificios.

El resultado de los análisis pushover es el punto de desempeño dado por la intersección entre la curva de capacidad del análisis pushover, -relación entre el cortante basal y el desplazamiento superior-, y el espectro elástico de respuesta. Posteriormente se realiza la comparación entre los métodos para definir la metodología aplicable a casos de la ciudad de Cuenca.

PALABRAS CLAVE: APORTICADO, TORSIÓN, ESTÁTICO NO LINEAL, PUSHOVER, ESPECTRO.



ABSTRACT

The city of Cuenca is located on an area with high seismic hazards, $PGA=0.25g$, according to the Ecuadorian Construction Standard. The history of seismic activity in the sector reveals disasters caused by at least one earthquake of magnitude 7 (February 1913), implying probable seismic scenarios to arise in different construction typologies of the city, such as structures reinforced concrete.

Historically, since of the eighties, the structures respond to breach system and flat slab. The structure plant configuration has not been of great relevance at the moment of analyzing its behavior in front of an earthquake, for which it expects buildings with different degrees of asymmetry, leading to torsion problems in plant. The methodology of consideration of the torsion in plant is presented based on a statistical analysis of buildings with a frequent plant configuration, through schemes and architectural plans, establishing typical patterns of distribution of structural elements and indices that indicate the potential torsion in plant, for a future seismic evaluation by non-linear static methods, -pushover-, that consider the torsional effect produced by the movement of the soil, as a strategy for assessing the performance of buildings.

The result is the point of intersection between the capacity curve obtained from the pushover analysis, -relationship between the basal shear and superior displacement-, and the elastic response spectrum. Subsequently, a comparison is made between the methods to define the best relevant methodology to the cases of the city of Cuenca.

KEY WORDS: *BREACH SYSTEM, TORSION, NONLINEAR STATIC, PUSHOVER, SPECTRUM.*

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: EL PROBLEMA DE LA TORSIÓN EN PLANTA EN LOS EDIFICIOS EN CUENCA.....	18
1.1. INTRODUCCIÓN	18
1.2. OBJETIVOS.....	20
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	20
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
1.3. ALCANCE Y LIMITACIONES	20
1.4. ESTUDIO TIPOLÓGICO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO.....	22
1.4.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	22
1.4.2. FUENTES DE INFORMACIÓN	23
1.4.3. DEFINICIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS DE ESTUDIO	27
1.5. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL PANORAMA CONSTRUCTIVO EN LA CIUDAD DE CUENCA	28
1.6. INCIDENCIA PORCENTUAL POR TIPOLOGÍA.....	32
1.7. PARÁMETROS DE DISEÑO	36
 CAPÍTULO 2: POTENCIAL DE TORSIÓN EN PLANTA EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE CUENCA	 41
2.1. EL FENÓMENO DE LA TORSIÓN EN PLANTA	41
2.1.1. CONCEPTOS BÁSICOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE TORSIÓN EN PLANTA	46
2.2. CONSIDERACIÓN DE LA TORSIÓN EN PLANTA SEGÚN LA NORMATIVA VIGENTE: NEC, 2015	49
2.2.1. MÉTODOS DE DISEÑO PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA TORSIÓN EN PLANTA	54
2.2.2. LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS	55

2.2.3. COMPARACIÓN DE LA NEC CON OTRAS NORMAS PARA LA CONSIDERACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA	56
2.3. ESTUDIO DE LAS ORGANIZACIONES EN PLANTA DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE CUENCA	58

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA QUE CONSIDERAN LA TORSION EN PLANTA 62

3.1. CONSIDERACIÓN DE LA TORSIÓN EN PLANTA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO CON MIRAS A LA EVALUACIÓN SÍSMICA .	62
3.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO QUE CONSIDERA LA TORSIÓN EN PLANTA MEDIANTE LOS MÉTODOS: CSM-FEMA 440 EXTENDIDO; N2 EXTENDIDO Y PUSHOVER 3D	63
3.2.1. ANÁLISIS NO LINEAL	63
3.2.2. ANÁLISIS ELÁSTICOS LINEALES PARA EL CÁLCULO DE FACTORES DE CORRECCIÓN TORSIONAL.....	66
3.2.3. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO....	66
3.2.4. PROCEDIMIENTOS ESTÁTICOS NO LINEALES A DESARROLLARSE:.....	66
3.2.4.1. N2 EXTENDIDO.....	68
3.2.4.2. CSM-FEMA 440 EXTENDIDO.....	78
3.2.4.3. PUSHOVER 3D.....	89

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS 97

4.1. ANÁLISIS CRÍTICO-TEÓRICO DE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS NO LINEALES	97
4.2. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA PARA LA APLICACIÓN EN LA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS PARA LA CIUDAD DE CUENCA.....	99
4.3. JUSTIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ESCOGIDA.....	101



CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	102
5.1. CONCLUSIONES	102
5.2. RECOMENDACIONES.....	104
 CAPÍTULO 6: ANEXOS.....	 108
6.1. ANEXO 1: PANORAMA CONSTRUCTIVO ACTUAL DE LA CIUDAD DE CUENCA: POR NÚMERO DE PISOS.....	108
6.2. ANEXO 2: TABLAS DE VALORES DE EXCENTRICIDADES.....	109
6.3. ANEXO 3: TABLAS DE VALORES E PROM, E MAX, E MIN.....	114

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Modelo de la Tipología de estructuras de hormigón armado en estudio (EDIFICIOS. APORTICADOS).....	23
Figura 1.2: Descripción gráfica del código catastral.....	24
Figura 1.3: Esquema de las tipologías de edificaciones de hormigón armado en la ciudad de Cuenca	27
Figura 1.4: Incidencia porcentual por tipologías constructivas de hormigón armado.....	35
Figura 1.5: Incidencia porcentual por tipologías constructivas de hormigón armado por número de pisos.	36
Figura 1.6: Longitudes comunes de vanos de los edificios analizados.....	37
Figura 1.7: Alturas de columnas del primer piso de los edificios analizados	37
Figura 1.8: Alturas de columnas de la segunda planta en adelante.....	38
Figura 1.9: Espesores comunes en losas de los edificios analizados.....	38
Figura 1.10: Secciones típicas de columnas de los edificios analizados.....	39
Figura 1.11: Anchos comunes de las secciones de las vigas de los edificios analizados.....	40
Figura 2.1: Representación gráfica de la excentricidad entre en CM y CR..	42
Figura 2.2: Representación gráfica de la curva pushover determinada para el centro de resistencia.....	43
Figura 2.3: Representación gráfica de la curva pushover bilinealizada determinada para el centro de resistencia.....	44
Figura 2.4: Representación gráfica de la curva elasto-plástica determinada para el centro de resistencia.....	45
Figura 2.5: Representación gráfica del centro de masa.....	47
Figura 2.6: Representación gráfica del centro de rigidez.....	48
Figura 2.7: Irregularidad torsional (Irregularidad en Planta Tipo 1).....	51
Figura 2.8: Retrocesos excesivos en las esquinas (Irregularidad en Planta Tipo 2).....	52
Figura 2.9: Discontinuidades en el sistema de piso (Irregularidad en Planta Tipo 3).....	53
Figura 2.10: Ejes Estructurales no Paralelos (Irregularidad en Planta Tipo 4)	54

Figura 2.11: Dispersión de valores de excentricidad máximos con los valores mínimos en la dirección X.....	59
Figura 2.12: Dispersión de valores de excentricidad máximos con los valores mínimos en la dirección Y.....	59
Figura 2.13: Excentricidad respecto al eje X.....	60
Figura 2.14: Excentricidad respecto al eje Y.....	60
Figura 3.1: Curva de capacidad de un sistema de MDOF.....	64
Figure 3.2: Curva de capacidad de un sistema de SDOF.....	64
Figura 3.3: Cálculo del desplazamiento inelástico del sistema de un grado de libertad equivalente.	64
Figura 3.4: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones con amortiguamiento 5% S_a , espectro de desplazamiento S_d , formato normal.	70
Figura 3.5: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones con amortiguamiento 5% S_a , espectro de desplazamiento S_d , formato ADRS..	70
Figura 3.6: Análisis pushover: Modelo MDOF.....	71
Figura 3.7: Sistema SDOF equivalente.....	74
Figura 3.8: Representación bilineal de la curva SDOF.....	75
Figura 3.9: Espectro de respuesta de aceleración, del método FEMA 440..	81
Figura 3.10: Representación Bilineal del espectro de capacidad.....	82
Figura 3.11: Amortiguamiento efectivo en función de la ductilidad y el amortiguamiento viscoso	84
Figura 3.12: Período efectivo en función de la ductilidad ¡Error! Marcador no definido.5	
Figura 3.13: Factor de reducción espectral B , en función del amortiguamiento efectivo	86
Figura 3.14: Determinación del desplazamiento máximo usando la intersección del espectro de capacidad con el MADRS (Procedimiento B)	88
Figura 3.15: Cálculo del punto de desempeño y el desplazamiento objetivo de sistema SDOF.....	91
Figura 3.17: Gráfica de la curva entre el factor de modificación M y la ductilidad μ	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Tipos de elementos/materiales de construcción en la ciudad de Cuenca.	26
Tabla 1.2: Evolución histórica del panorama constructivo: por materiales de construcción.....	30
Tabla 1.3: Evolución histórica del panorama constructivo: por tipologías constructivas	32
Tabla 1.4. Conteo de edificaciones en Cuenca.....	33
Tabla 1.5. Conteo de edificaciones por columnas, vigas y losa de hormigón armado.....	34
Tabla 2.1. Índice para penalizar las irregularidades en planta	56
Tabla 2.2: Índices para penalizar las irregularidades en planta	57
Tabla 3.1: Coeficientes para las ecuaciones del amortiguamiento efectivo .	83
Tabla 3.2. Coeficientes para las ecuaciones del período efectivo	85
Tabla 4.1: Resumen de los métodos N2 Extendido, CSM FEMA 440 Extendido y Pushover 3D.	97

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ADRS: Espectro de respuesta en formato aceleración- desplazamiento, (Acceleration Displacement Response Spectrum)

ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (Estados Unidos)

BDC: Base de Datos Catastrales

CM: Centro de masa

CR: Centro de Rigidez

CSM: Método del espectro de capacidad, (Capacity Spectrum Method).

CSM-FEMA 440 Extendido: Método de Espectro de Capacidad con su variante extendida FEMA 440

DAP: Desplazamiento pushover adaptativo, (Displacement based adaptive pushover)

E0.30: Norma Técnica “Diseño Sismo Resistente” (Perú)

FEMA: Federal Emergency Management Agency.

HA: Hormigón Armado.

TH: Tiempo- Historia

MADRS: Espectro de respuesta modificado en formato aceleración- desplazamiento, (Modified Acceleration Displacement Response Spectrum)

MC: Momento – Curvatura

MDOF: Multi dregree of freedom, (múltiples grados de libertad)

MNR: Mampostería No Reforzada

NEC: Norma Ecuatoriana de Construcción.

NSR-10: Norma Sismo Resistente 2010 (Colombia)

SDOF: Single dregree of freedom, (un solo grado de libertad)

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Bernarda Priscila Aguirre Arias en calidad de autora y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Metodología para la consideración de la torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado típicos en la ciudad de Cuenca”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 10 de abril del 2018



Bernarda Priscila Aguirre Arias

C.I: 0104111760

Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

Pedro Fernando Flores Verdugo en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "Metodología para la consideración de la torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado típicos en la ciudad de Cuenca", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 10 de abril del 2018



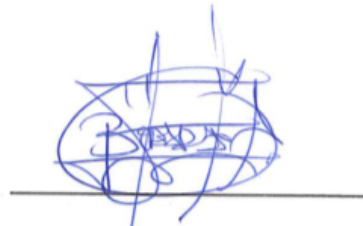
Pedro Fernando Flores Verdugo

C.I: 0105591770

Cláusula de Propiedad Intelectual

Bernarda Priscila Aguirre Arias, autora del trabajo de titulación "Metodología para la consideración de la torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado típicos en la ciudad de Cuenca", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 10 de abril del 2018

A handwritten signature in blue ink, appearing to be "Bernarda Priscila Aguirre Arias", written over a horizontal line.

Bernarda Priscila Aguirre Arias

C.I: 0104111760

Cláusula de Propiedad Intelectual

Pedro Fernando Flores Verdugo, autor del trabajo de titulación "Metodología para la consideración de la torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado típicos en la ciudad de Cuenca", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 10 de abril del 2018

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Pedro Flores", written over a horizontal line.

Pedro Fernando Flores Verdugo

C.I: 0105591770



DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va dedicado especialmente a mis padres Leonardo e Inés, por su sacrificio y esfuerzo en darme una carrera universitaria, y enseñarme la importancia de tener una buena educación; A mis hermanos y hermana, que son mi pilar fundamental para salir adelante. A mis abuelitas Irene y Blanquita, las que cada día con sus ánimos y carisma me dan un motivo más para sonreír.

Bernarda Aguirre A.



DEDICATORIA

Este trabajo de titulación va dedicado a mis padres, que han estado apoyándome en mis buenas y malas decisiones, permitiéndome experimentar las pruebas de la vida únicamente velando por mi bienestar.

A mis hermanos que, en medio de sus dudas y preguntas diarias, han esperado con ansias la culminación de mi carrera, siempre presentes en mis momentos de descanso con una sonrisa o golosina. Ellos son los más grandes regalos que tengo en la vida.

A mi incondicional amiga y compañera de tesis, a quien le tengo aprecio por todas sus virtudes; Ella es la persona con la que comparto metas y sueños que me han impulsado adelante en el trayecto de todo este proyecto.

Pedro Flores V.



AGRADECIMIENTO

Agradezco al Ing. Juan Jiménez, director de mi tesis por la paciencia y ayuda que nos brindó durante la ejecución de este trabajo, de igual manera a los funcionarios del Departamento de Catastros, Departamento de Gestión de Riesgos y al Departamento de Planificación Urbana de la ciudad de Cuenca que nos facilitaron los planos e información.

Bernarda Aguirre A.



AGRADECIMIENTO

Le agradezco a Dios, que es el pilar fundamental en mi vida, tengo la certeza de que, si no tuviera sus bendiciones, no podría continuar mis metas.

Agradezco también a mis padres que estuvieron a mi lado en el trayecto de toda mi carrera, ellos formaron parte de todos mis triunfos, y estuvieron a mi lado para apoyarme en las adversidades. Les agradezco su tiempo y cariño en todas las malas noches que estuvieron acompañándome.

Le agradezco al Ing. Juan Jiménez, mi director de tesis que me ha brindado su ayuda y pleno conocimiento de la parte fundamental de mi trabajo de titulación, además de ser un guía atento con nosotros, es para mí un ejemplo por toda la dedicación y organización de su tiempo entre todas sus tareas y nuestro trabajo de titulación.

Pedro Flores V.

CAPÍTULO 1: TORSIÓN EN PLANTA: EDIFICACIONES EN LA CIUDAD DE CUENCA

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de titulación realiza un particular enfoque en la ingeniería sísmica, con énfasis en la consideración de la torsión en planta de edificaciones irregulares de HA en la ciudad de Cuenca. Las estructuras existentes son clasificadas por épocas constructivas, encontrando de esta manera diferentes tipologías de construcciones de HA, como son de losa plana, aporticadas, interacción marco-muros y de muros. Para el presente trabajo consideramos una edificación de HA con el esquema resistente a cargas laterales compuesto por un sistema aporticado, se encontró que aproximadamente el 18% de las estructuras correspondían a esta definición, siendo las de 3 y 4 pisos las más comunes, sin embargo, la base de datos carece de información completa de las edificaciones de 3 pisos por lo que se vió la necesidad de utilizar edificaciones de 4 y 5 pisos.

Para dichas edificaciones se establecen los patrones típicos de distribución de los diferentes elementos estructurales, y para la consideración del potencial en planta de las edificaciones se determinan los centros de masa y de centros de rigideces de cada piso, ya que, al no coincidir estos dos centros, -es decir cuando existe excentricidad-, se genera el fenómeno de la torsión en planta en donde se produce además del desplazamiento lateral, una rotación. Estas características son determinadas a partir de un análisis estadístico de la extracción de datos otorgados por los Departamentos de Catastros y Planificación Urbana de la ciudad de Cuenca, que nos proporcionan información general de los predios, y a partir de esto se obtiene los parámetros estructurales compilados de los planos arquitectónicos y de los limitados planos estructurales existentes en el Departamento de Control Urbano.

La torsión en planta debería validarse mediante la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC, 2015), que para la evaluación sísmica propone 2 métodos a emplearse, uno de ellos basado en el método de las fuerzas y el otro en los



desplazamientos; Para el método de las fuerzas se evidencia algunas deficiencias como factores de reducción de resistencia sísmica constantes e invariable con el periodo y tipo de suelo, implicando demanda de ductilidad y sobre resistencia de igual magnitud para todos los edificios de una misma categoría, además supone la rigidez independiente de la resistencia, es decir no considera la degradación de rigidez. Estos problemas pueden solucionarse usando el método de los desplazamientos, sin embargo, este método está limitado únicamente para plantas simétricas, por ello la consideración de la torsión en planta se encuentra aislada.

Al evidenciar que en la ciudad de Cuenca existen estructuras con un cierto grado de asimetría, que es la principal causa de la torsión en planta, y las limitaciones en los métodos planteados por la NEC, se ve la necesidad de buscar un método de análisis para la evaluación sísmica, considerando la configuración en planta de dichas estructuras, para lo cual proponemos tres procedimientos alternativos, mediante análisis no lineales de acuerdo a las necesidades de las estructuras estudiadas, los cuales llevan consigo la incorporación de los efectos torsionales en el desempeño sísmico mediante el comportamiento estático no lineal; éstos procedimientos son herramientas prácticas al momento de evaluar el desempeño sísmico no lineal de estructuras, mediante el control de las deformaciones en los diferentes estados límites, en donde el resultado es la demanda máxima de desplazamiento, que consiste en el punto de desempeño dado por la intersección de la curva pushover y el espectro de respuesta de aceleraciones.

Los procedimientos estáticos no lineales propuestos, son extensiones de los procedimientos más convencionales, incluyendo el fenómeno de la torsión en planta, mediante la adaptación de un factor aplicado a los resultados de la curva pushover, que ayuda a considerar dicho efecto en la modelación del desempeño de la estructura.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

- Establecer los parámetros e índices para la consideración del efecto de torsión en planta en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado de la ciudad de Cuenca.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer el panorama de las tipologías de construcción de hormigón armado existentes en la ciudad de Cuenca.
- Determinar parámetros e índices que caractericen el potencial de torsión en planta.
- Describir los métodos de evaluación sísmica que consideren el efecto de torsión en planta.
- Seleccionar el método de evaluación sísmica que se adapte mejor a los edificios de la ciudad de Cuenca.

1.3. ALCANCE Y LIMITACIONES

En función de los objetivos planteados, el alcance del presente trabajo de titulación comprende 2 etapas fundamentales y abarca como sujeto de estudio a los edificios de hormigón armado (HA), que comprende una de las tipologías constructivas de la ciudad, con la representación de las fuerzas sísmicas mediante la adopción de un patrón de cargas laterales proporcional al primer modo de vibración:

PRIMERA ETAPA

Se realizará una selección de planos representativos de las estructuras de HA de la ciudad de Cuenca, con tipología aporticada y con una configuración en planta rectangular con irregularidad leve, posteriormente, mediante un análisis estadístico se analizarán la configuración de patrones de diseño repetitivos en los edificios de 4 y 5 pisos del año 2006 en adelante. Para determinar los parámetros de diseño, se toma la información de 160 planos arquitectónicos a partir del año 2002, y para los anteriores años al 2002, los parámetros de diseño pueden ser tomados como referencia por los determinados por Jiménez,2002, aclarando que el presente trabajo muestra los resultados únicamente de los edificios analizados, no obstante, se constata porcentualmente que entre los parámetros de diseño nuevos determinados en base a los establecidos por Jiménez,2002; no se evidencia y advierte una variación significativa.

Se evaluará índices para considerar el potencial de torsión en planta de 25 edificaciones, dichas edificaciones son a base de los patrones repetitivos más frecuentes; estos procedimientos se los realizará con la ayuda de esquemas, planos arquitectónicos y estructurales, facilitados por el Departamento de Catastros de la Ciudad de Cuenca, Departamento de Planificación Urbana y el Departamento de Control Urbano.

SEGUNDA ETAPA

Establecer una metodología apta para la consideración de la torsión en planta de los modelos típicos de las edificaciones en estudio, para ello se detallan teóricamente 3 métodos en base a los análisis estáticos no lineales que consideran el efecto de torsión en planta: CSM-FEMA 440 EXTENDIDO, N2 EXTENDIDO, PUSHOVER 3D.

Las limitaciones presentes en este trabajo de titulación son las siguientes:

- Los archivos de datos catastrales actuales no representan en su totalidad los edificios existentes de HA, encontrando carencias de

planos, ya sea por incumplimiento en la presentación de estos, error de digitación, o por falta de registros en la base digital, toda vez que la base completa de registros son a partir del año 2006.

- En la determinación de los índices de potencial de torsión en planta, se realizan únicamente de 25 edificaciones, no se considera un número mayor de edificios por cuestiones de la demanda de tiempo y esfuerzo que se genera en cada edificio.
- Para la determinación del potencial en torsión, este se basa en calcular la excentricidad existente entre el centro de masa y centro de rigidez, en tanto que la determinación en base a los conceptos del centro de torsión y centro de resistencia quedará para trabajos posteriores.
- Se presentará un análisis crítico-teórico de los métodos a tomarse en cuenta para la consideración de la torsión en planta, más su evaluación y modelación quedará para desarrollos futuros.

1.4. ESTUDIO TIPOLOGICO DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

1.4.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

La información obtenida para establecer los modelos típicos que representen las estructuras de HA de la ciudad de Cuenca, deben ser de fuentes de información válidas y acordes a la realidad, utilizando para ello información proveniente del Departamento de Castros de la Ciudad de Cuenca, Departamento de Control Urbano, Departamento de Planificación Urbana y de especialistas dedicados a la elaboración de planos.

Los datos obtenidos nos mostraron estadísticamente un mayor número de edificaciones de hormigón armado de 3 y 4 pisos, previamente construidas y con su respectiva base de datos (planos), de estas edificaciones mediante la ayuda del programa ArcGis y la implantación de la foto digital del municipio, pudimos descartar edificaciones con alto grado de irregularidad o que no concuerdan con los datos proporcionados por los planos, al volverse limitada la información, se vió la necesidad de tomar edificaciones de 5 pisos para completar nuestra toma de datos.



Figura 1.1: Modelo de la Tipología de estructuras de hormigón armado en estudio (EDIFICIOS APORTICADOS).

1.4.2. FUENTES DE INFORMACIÓN

Para la categorización de los parámetros de las edificaciones, resulta indispensable la realización de una inspección en campo para verificación de datos, cuya información obtenida constituyó representativa.

Las fuentes de información obtenidas provienen de:

- Base de datos catastrales (BDC).
- Ordenanza Municipal e información de funcionarios del Departamento De Planificación Urbana.
- Planos arquitectónicos y estructurales del Departamento de Control Urbano.
- Encuestas a profesionales afines al tema.
- Visitas en campo.

DESCRIPCIÓN DE LA BASE DE DATOS CATASTRALES DE LA CIUDAD DE CUENCA:

La base de datos catastrales (BDC) que se proporcionó, es el resultado de un registro constante de los predios en la ciudad de Cuenca, que, a pesar de tener actualizada con todos los parámetros en regla, se verifica incompatibilidad en los mismos por los propietarios de predios que construyen, compran, venden, etc., y no actualizan sus datos por disminuir el valor de impuestos prediales o por simple la incomodidad del trámite. *(Encuesta supervisor del municipio, Ing. Pedro Espinoza)*

El registro mantiene un código para cada uno de los predios existentes en la ciudad, este código mantiene una relación por la ubicación dentro de la ciudad por su zona en la escala de parroquias, luego las divisiones sectoriales de las parroquias, posteriormente por manzanas y, finalmente por número de predio de registro; Existe además las propiedades horizontales las cuales identifican una subdivisión del predio como por ejemplo departamentos u oficinas en edificios.

La información proporcionada por el departamento de Avalúos y Catastros consta de los siguientes campos:

Ficha catastral: La información que contiene es del registro de predios de la ciudad, los detalles del registro se detallan a continuación.

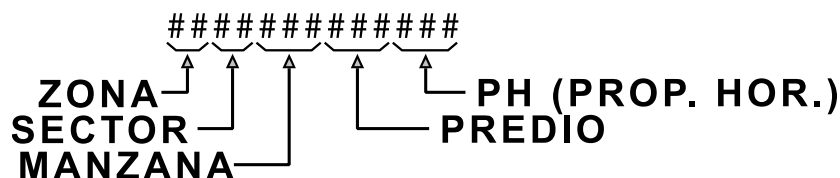


Figura 1.2: Descripción gráfica del código catastral.

Fuente: Base de Datos Catastrales de la ciudad de Cuenca

La zona puede tener hasta 4 dígitos, pero en el caso presente del proyecto las claves tienen únicamente 2 dígitos por zona urbana de Cuenca, en casos de expansión urbana tiene 4 dígitos.

Bloque: Es el número de edificación dentro del predio, en orden ascendente desde 1 hasta la cantidad de edificaciones que tenga el predio.

Piso: Es el número de piso del cual se presenta los detalles de tipo y sus respectivos materiales de construcción, a continuación, detallan cada uno de ellos:

Tipo de piso: El tipo por su ubicación en la construcción.

1. **Piso Normal:** Sobre el nivel del suelo; la geometría y el área se mantienen constantes hasta el siguiente piso.
2. **Subterráneo:** Bajo el nivel del suelo. La geometría y el área se mantienen constantes en toda la altura del piso.
3. **Mezanine:** Superficie de suelo generalmente flotante sobre un piso compartiendo un mismo ambiente con el piso inferior.
4. **Buhardilla:** Piso más alto de la edificación y que su geometría o área es variable conforme cambia su altura.
5. **Otro:** (Modelo que no se interpreta dentro de las listas anteriores).

Área: Presenta el área en metros cuadrados de la geometría que ocupa el predio.

N.º de Baños: es la cantidad de baños que dispone la edificación por piso.

Especiales: Datos de materiales especiales, generalmente las construcciones no tienen algo a destacar fuera de lo normal.

Estado construcción: La Condición de las edificaciones es: bueno, regular o malo.

Año construcción: Año en el cual se realizó la edificación.

Respecto a elementos de la construcción, se detallan cada uno de ellos de un listado de 35 elementos que puede ser ocupado en la construcción de una edificación en cuenca.

1. No tiene	13. Caña	25. Paja
2. Tiene (no especificado)	14. Cerámica	26. Parquet
3. Adobe	15. Chova	27. Piedra
4. Aluminio	16. Fibra mineral	28. Tapial
5. Alfombra	17. Granilla	29. Teja cemento
6. Asbesto	18. Hierro	30. Teja común
7. Bahareque	19. Hormigón armado	31. Teja vidriada
8. Baldosa	20. Hormigón simple	32. Vinil
9. Barro	21. Ladrillo	33. Yeso
10. Bloque	22. Madera	34. Zinc
11. Arena/Cal/Cemento	23. Madera/Ladrillo	35. _____(Otro)
12. Cangahua	24. Mármol	

Tabla 1.1: Tipos de elementos/materiales de construcción en la ciudad de Cuenca.

Fuente: Base de Datos Catastrales de la ciudad de Cuenca.

Los materiales que se tienen en el registro son de:

- Estructura: (columnas, vigas, entrepisos, paredes, cubierta).
- Acabados: (pisos, puertas, ventanas, enlucidos, tumbados, eléctricas, sanitarias.)

DESCRIPCIÓN DE LA INFORMACIÓN CORRESPONDIENTE A: PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y ESTRUCTURALES DEL DEPARTAMENTO DE CONTROL URBANO Y OTRAS FUENTES.

El Departamento de Control Urbano posee de manera física planos arquitectónicos y estructurales, cada uno con una clave respectiva. Para determinar la clave de los planos, se considera la ubicación del predio, nombre del edificio o el nombre del dueño.

La información más factible para obtenerse es la correspondiente al año 2011 en adelante, ya que a partir de este año se ha llevado con mayor responsabilidad en el registro de los datos.

Con la ayuda de varios profesionales dedicados a la elaboración de planos dentro de la ciudad de Cuenca, nos fue posible obtener más información, para lograr de esta manera una base de datos representativa de las edificaciones.

VERIFICACIÓN DE LOS DATOS OBTENIDOS.

La información obtenida debe ser verificada en campo ya que se constató que existen edificaciones con 1 o 2 plantas adicionales, en relación con los planos presentados y viceversa, o la información no está acorde a las especificaciones impuestas, como utilización de materiales diferentes a los establecidos, ampliación de la vivienda sin permiso, etc.

1.4.3. DEFINICIÓN DE LAS TIPOLOGÍAS DE ESTUDIO

Como el presente trabajo esta exhaustivamente enfocado en estructuras de HA, se ha podido clasificar las edificaciones de la siguiente manera:

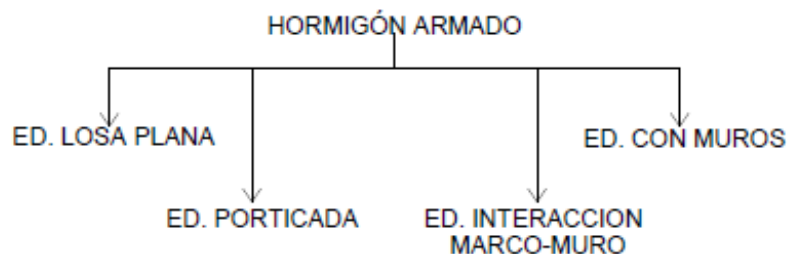


Figura 1.3: Esquema de las tipologías de edificaciones de hormigón armado en la ciudad de Cuenca

Para las tipologías con interacción marco-muro y muros, se vuelve difícil determinar con precisión las dimensiones de los elementos, ya que la información en los planos arquitectónicos correspondientes mostraba elementos con las dimensiones de ancho de muro iguales a las paredes, con la única diferencia de que tenían un sombreado o un color más oscuro; también se puede comprobar que dichas edificaciones no sobrepasaban en un porcentaje de incidencia del 0.3%. Lo que nos permite decir que la ciudad de Cuenca esta exclusivamente constituida por edificaciones de hormigón armado de losa plana y aporticadas.

De esta manera clasificaremos a las tipologías de HA de la siguiente manera: conformadas por estructuras de losa plana cuando éstas carecen de la existencia de vigas; Y, aporticadas cuando existen vigas.

Para el presente trabajo nos enfocaremos especialmente en estructuras rectangulares resistentes a cargas laterales constituidas por un sistema aporticado de vigas y columnas, con una configuración en planta con un grado de asimetría leve para su rango de aplicabilidad en la obtención de sus parámetros.

1.5. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL PANORAMA CONSTRUCTIVO EN LA CIUDAD DE CUENCA

Para establecer el panorama constructivo de la ciudad de Cuenca, se obtuvo la información en base a la investigación realizada por Jiménez, (2002), además por declaraciones proporcionadas por el director y demás funcionarios del Departamento de Planificación y Ordenamiento Territorial del Municipio de Cuenca.

Sobre la información del panorama actual y futuro de la ciudad, se realiza de acuerdo con lo estipulado por la Ordenanza Municipal de la Ciudad de Cuenca vigente.

Para una mejor comprensión se divide la evolución histórica de la ciudad, en décadas de acuerdo con los tipos de materiales de construcción y las tipologías constructivas. (ver tabla 1.2, y 1.3)

Actualmente de acuerdo a la Ordenanza Municipal de la ciudad de Cuenca, ésta se encuentra zonificada por sectores, sobre los cuales se otorgan los permisos de construcción de edificaciones, ya sea por: Cantidad permitida de pisos, que, a lo establecido por el Departamento de Control Urbano se debe cumplir el requisito de un diseño estructural a partir de los 5 pisos, lo que implica que en las zonas donde se van a construir este tipo de edificaciones, su sistema será aporticado, el tipo del uso del suelo, restricciones topográficas y geológicas, -también se exige la elaboración de un diseño estructural-, así como también la implantación de zonas especiales, que son sectores para uso de instituciones, las cuales para su ejecución presentan todos los estudios y diseños correspondientes. De acuerdo con lo antes expuesto, la tendencia para los siguientes años de la ciudad de Cuenca son las construcciones con tipología aporticada.

El panorama constructivo de acuerdo con la Ordenanza Municipal vigente determina el área dispuesta para cierta cantidad de pisos de las edificaciones como se muestra en el ANEXO 1.

Período de tiempo	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.
Adobe y Bahareque	
Antes de 1950	Únicamente se ocupa adobe y bahareque, las edificaciones pueden ser un solo material o de composición mixta.
Adobe, Bahareque y Ladrillo	
1950 – 1960	Aparece el ladrillo, se usa como único material o en construcción mixta con adobe y bahareque.
Ladrillo, Ladrillo hueco y Bloque de Pómez	
1960 – 1970	Se asume el ladrillo como único material en edificaciones de la época, para posteriormente aparecer el ladrillo hueco o industrial. El bloque es usado con poca frecuencia por su fragilidad que tiene la pómez
1970 – 1980	Predomina el ladrillo macizo, pero se incentiva a construir con ladrillo hueco Los bloques de Pómez se empiezan a usar como alivianamiento de losas.
Ladrillo, Bloque de concreto, Ladrillo Hueco y Bloque de Pómez	
1980 – 1990	Se deja de construir ladrillos de 20 cm, se cambia a 15 cm. Se empieza a fabricar bloque de mortero. El ladrillo hueco se Incrementa su uso para divisiones internas en las edificaciones. El uso del bloque de pómez es para alivianamiento de losas principalmente
1990 – 2000	La producción artesanal de ladrillo desmejora. Incrementa el uso del bloque de concreto. Mejora terminados del ladrillo hueco, se evalúa su aplicación en las edificaciones. EL bloque de pómez es usado para alivianamiento de losas principalmente
2000 – actualidad	Mejora procesos de fabricación del ladrillo, se logra resultados homogéneos Se incrementa el uso de bloques de concreto por compatibilidad al mortero de enlace. El ladrillo hueco presenta mejora en sus terminados con variedad en colores y texturas superficiales. El bloque de pómez empieza a ser reemplazado por placas de galvanizado (NOVALOSA).

Tabla 1.2: Evolución histórica del panorama constructivo: por materiales de construcción

Fuente: Jiménez, 2002; Encuestas a funcionarios del D. Planificación Urbana de la ciudad de Cuenca

Periodo de tiempo	TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS	ALTURAS ENTREPISOS
MAMPOSTERÍA PORTANTE Y DINTELES		
Antes de 1950	Paredes perimetrales portantes y soporte de cubierta	3m - 5m
	Dinteles de Madera	
	SISTEMAS DE PISO: Construcciones de 1 planta. Suelo directo, empedrado o cubierto de madera	
1950 – 1960	Continúa el mismo sistema, cambia el material (empieza el ladrillo)	3m - 5m
	Se reemplaza la madera por Hormigón armado.	
	SISTEMAS DE PISO: Envigado de madera, vigas de secciones hasta 18x20cm, tiras de secciones hasta 8x8cm y entablado	
MAMPOSTERÍA PORTANTE, DINTELES, MAMPOSTERÍA CONFINADA, LOSA PLANA Y APORTICADOS		
1960 – 1970	Se mantiene el uso de mampostería portante, empieza limitaciones por capacidad de carga	3m - 4m
	Se mantiene el uso de dinteles.	
	Se empieza a utilizar las correas o cadenas de amarre	
	Uso de sistemas aporticados y se empieza con el sistema de losa plana.	
	SISTEMAS DE PISO: Envigado de madera, vigas de secciones hasta 18x20cm, tiras de secciones hasta 8x8cm y entablado	
DINTELES Y MAMPOSTERÍA CONFINADA Y LOSA PLANA		
1970 – 1980	Se mantiene el uso de dinteles.	2.5m - 2.9m
	Se usa cadenas y vigas de amarre para confinamiento de mampostería	
	Uso de losa plana predominante	
	SISTEMAS DE PISO: Se empieza con losas de hormigón armado, se utiliza sistemas mixtos.	
1980 – 1990	Decae el uso de dinteles casi totalmente.	2.3m - 2.7m
	Predomina el uso de cadenas y vigas de amarre	
	Uso de losa plana predominante	
	SISTEMAS DE PISO: Se utiliza sistemas mixtos de piso.	

Período de tiempo	TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS	ALTURAS ENTREPISOS
MAMPOSTERIA CONFINADA, LOSA PLANA Y APORTICADA		
1990 – 2000	Continúa el uso de mampostería confinada.	
	Se regresa al uso de elementos aporticados por consideraciones sismo-resistentes	2.3m - 2.7m
	SISTEMAS DE PISO: Se utiliza losa de hormigón armado, pero se sigue considerando el envigado de madera por temas económicos	
2000 - actualidad	Se enfatiza la estructura como un esqueleto de soporte. Se considera la zona sísmica con mayor	
	Continúa el uso de mampostería confinada.	2.7m - 3,0m
	SISTEMAS DE PISO: Se utiliza losa de hormigón armado, tiene mayor acogida por nuevas facilidades de placas galvanizadas (novalosa)	

Tabla 1.3: Evolución histórica del panorama constructivo: por tipologías constructivas

Fuente: Jiménez, 2002; Encuestas a funcionarios del Departamento del Planificación Urbana de la ciudad de Cuenca

1.6. INCIDENCIA PORCENTUAL POR TIPOLOGÍA

De los datos que provee el departamento de avalúos y catastros, se realiza el siguiente proceso.

PRIMERO.

- Se ordena los datos, como primer nivel la clave catastral, seguido por el número de bloques y luego por la cantidad de pisos.
- De los datos ordenados se filtra por los bloques de construcción; obteniendo únicamente los bloques con su mayor cantidad de pisos respectivamente en cada clave., para luego obtener las propiedades horizontales.

SEGUNDO.

- A partir del filtrado previo de datos, se elimina de cada clave catastral los 3 últimos dígitos correspondientes a propiedad horizontal, ya que se requiere el análisis de las construcciones por cada predio, y en propiedades horizontales, que se presenta como departamentos y edificaciones dentro de un predio que tienen un título individual de propiedad, su información de bloque y número de pisos se relaciona con la clave general del mismo o “clave madre”.
- Posteriormente al eliminar los dígitos de propiedad horizontal, se ordena la información de la siguiente manera: A los del primer nivel se le asigna la clave catastral, al segundo el número de bloque y finalmente la cantidad de pisos de cada bloque.
- Ordenados los datos, se filtra de igual manera por los bloques y la mayor cantidad de pisos que corresponde a cada clave catastral. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Cantidad de construcciones catastradas (113210)	
Nº DE PISOS	CANTIDAD
1	37790
2	51184
3	20106
4	3007
5	648
6	226
7	105
8	56
9	32
10	21
11	6
12	4
13	5
14	8
15	3
18	3
24	1

Tabla 1.4: Conteo de edificaciones en Cuenca

Fuente: Información compilada de la Base de Datos de Catastros del Municipio de Cuenca.

De los resultados contabilizados de la ciudad de Cuenca, se determina las edificaciones que llevan como materiales de construcción el HA:

CONTEO DE EDIFICACIONES EN CUENCA				
CONTE POR PISOS		CONTEO POR MATERIAL DE HA		
PISOS	CANTIDAD	COLUMNAS DE HA	VIGAS DE HA	LOSA DE HA
1	37790	17632	28237	2518
2	51184	40649	45285	3406
3	20106	18876	19207	2001
4	3007	2838	2850	1165
5	648	623	630	409
6	226	219	219	169
7	105	97	99	88
8	56	51	52	45
9	32	27	27	24
10	21	20	20	16
11	6	6	6	3
12	4	4	4	3
13	5	5	4	3
14	8	6	7	4
15	3	3	3	3
16-17	0	0	0	0
18	3	3	3	2
19-23	0	0	0	0
24	1	1	0	0

Tabla 1.5: Conteo de edificaciones por columnas, vigas y losa de hormigón armado.

Fuente: Información compilada de la Base de Datos de Catastros del Municipio de Cuenca.

En donde conjuntamente la columna 1 y 3 que indican la existencia de columnas y losa de HA, nos representan a las edificaciones con losa plana, y la correspondencia de las columnas 1, 2 y 3 nos dan las edificaciones con tipología aporticada.

De acuerdo con el estudio realizado por Jiménez, (2002), y a la inspección en campo realizada para constatar dicha información, las edificaciones con número de pisos de 1 y 2, no poseían en su gran mayoría columnas, más bien eran elementos verticales de confinamiento (riostros verticales), por lo que descartamos dichas edificaciones como HA y las clasificamos como estructuras con MNR.

Según el estudio realizado por Jiménez, (2002), las edificaciones de 3 pisos se pueden clasificar como HA si cumplen con al menos una de las siguientes condiciones: poseer columnas en el último piso, entrepisos de HA y usos no exclusivamente residenciales.

Para ver la organización de la Ciudad por número de pisos actual, la cual sirve de referencia para la verificación de datos en campo, VER ANEXO 1.

De acuerdo con todos estos lineamientos planteados tenemos la siguiente incidencia porcentual para las tipologías en estudio:

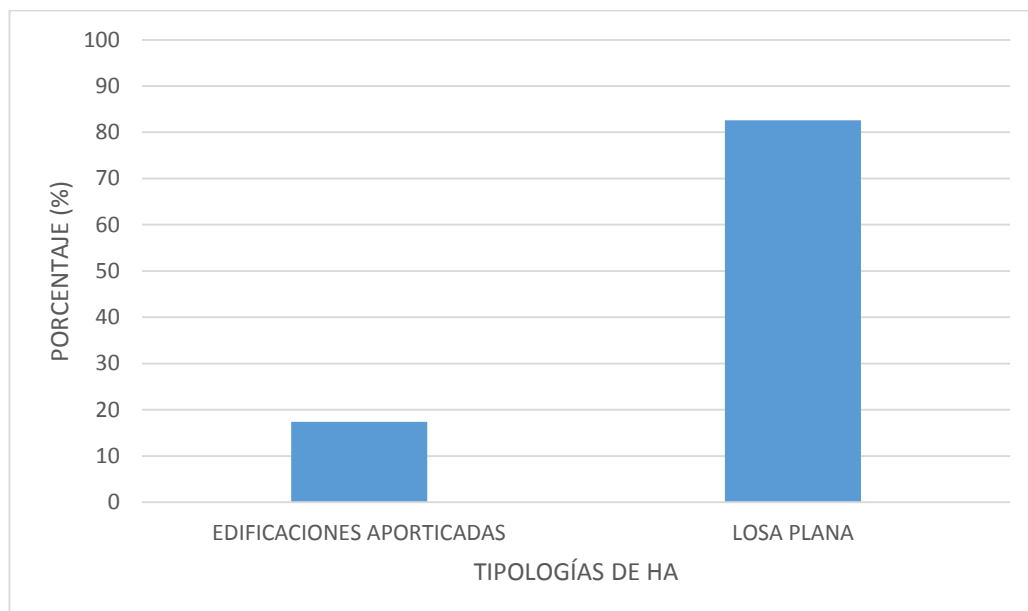


Figura 1.4: Incidencia porcentual por tipologías constructivas de hormigón armado.

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

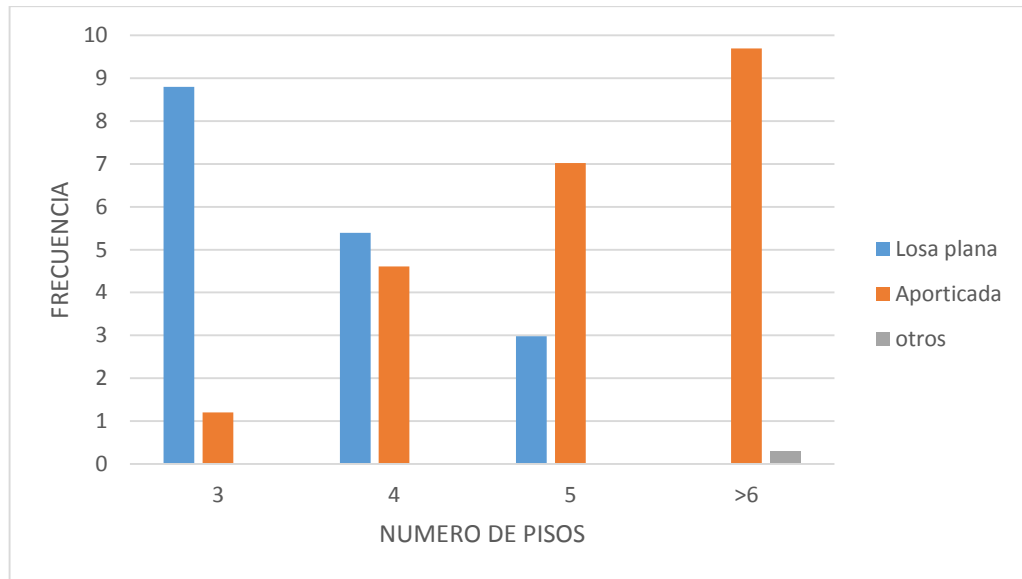


Figura 1.5: Incidencia porcentual por tipologías constructivas de hormigón armado por número de pisos.

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

1.7. PARÁMETROS DE DISEÑO

Como se mencionó anteriormente, mediante el programa ArcGis y la implantación de la foto digital del Municipio de Cuenca, pudimos seleccionar edificaciones irregulares con una configuración rectangular y una configuración de asimetría en planta leve. Se eligieron 160 edificaciones como una base muestral de las edificaciones de 4 y 5 pisos del año 2006 en adelante, de las cuales solo 65 tenían una base de datos completa, con estas edificaciones determinamos los parámetros estructurales, los planos arquitectónicos se pueden encontrar en el D. Control Urbano de acuerdo con el número de ficha Catastral, Ubicación del predio o Nombre del propietario, para dicha información.

LONGITUDES DE VANOS

La relación de aspecto entre vanos de dirección mayor y menor es aproximadamente 0.8 a 1, es decir poseen una configuración bastante rectangular, siendo las dimensiones de los vanos más comunes las de 4.50 a 5 metros.

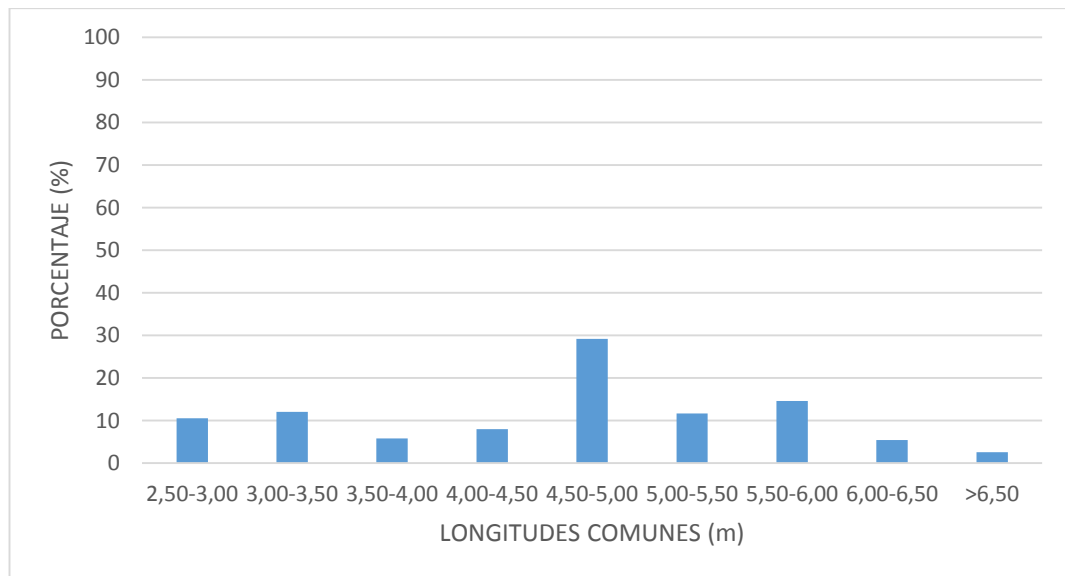


Figura 1.6: Longitudes comunes de vanos de los edificios analizados.

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

ALTURA DE COLUMNAS

Los altos de columnas de los edificios en estudio son bastante similares oscilando en valores de los 2.8 a 3 metros mayoritariamente.

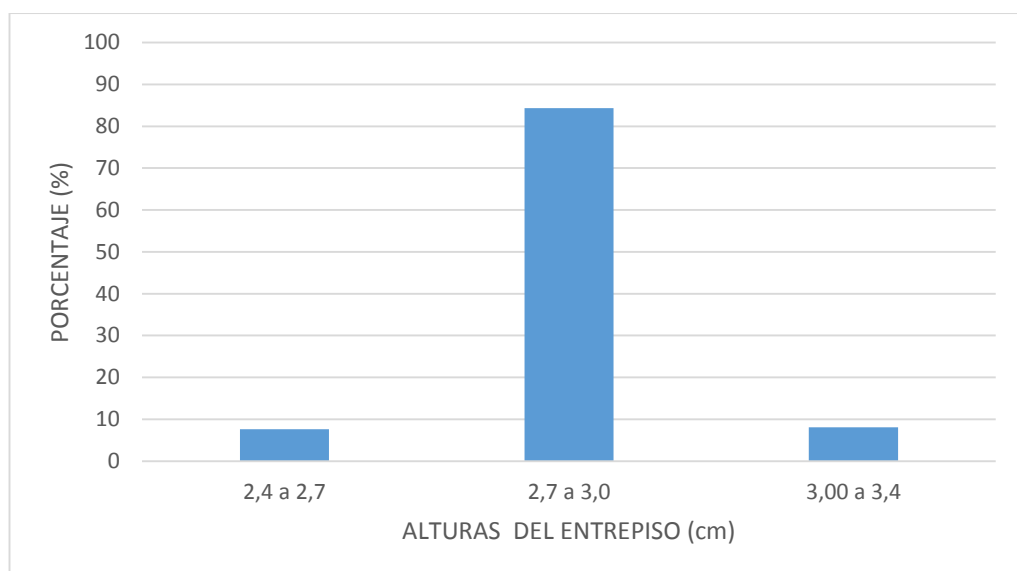


Figura 1.7: Alturas de columnas del primer piso de los edificios analizados

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

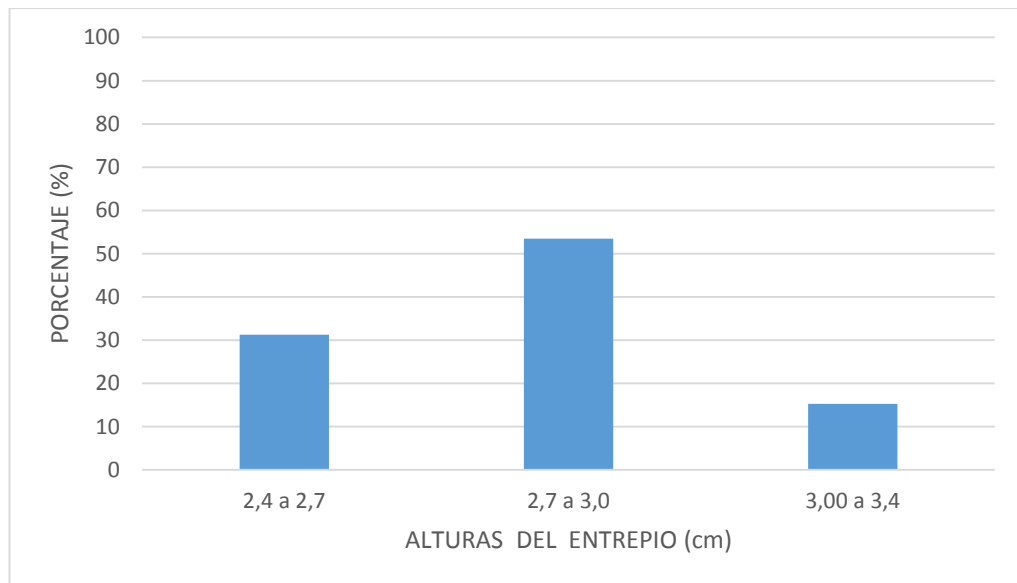


Figura 1.8: Alturas de columnas de la segunda planta en adelante

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

ESPESORES DE LOSA

Los espesores de las losas se encuentran en un rango de 18 a 30 cm para estructuras aporticadas, siendo las losas de 20 centímetros de espesor las más frecuentes.

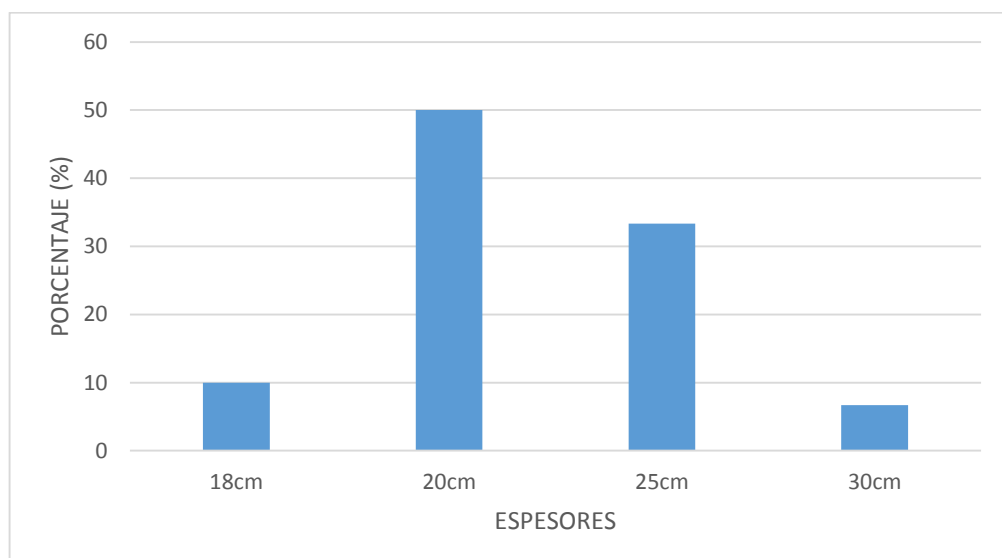


Figura 1.9: Espesores comunes en losas de los edificios analizados

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

DIMENSIONES DE COLUMNAS

Las secciones de las columnas poseen en su mayoría una misma configuración y dimensión en todos sus pisos, pero en algunos casos conformes va aumentando el número de pisos esta sección disminuye, las secciones de columnas mayormente encontradas para las estructuras en análisis fueron de 30x30cm.

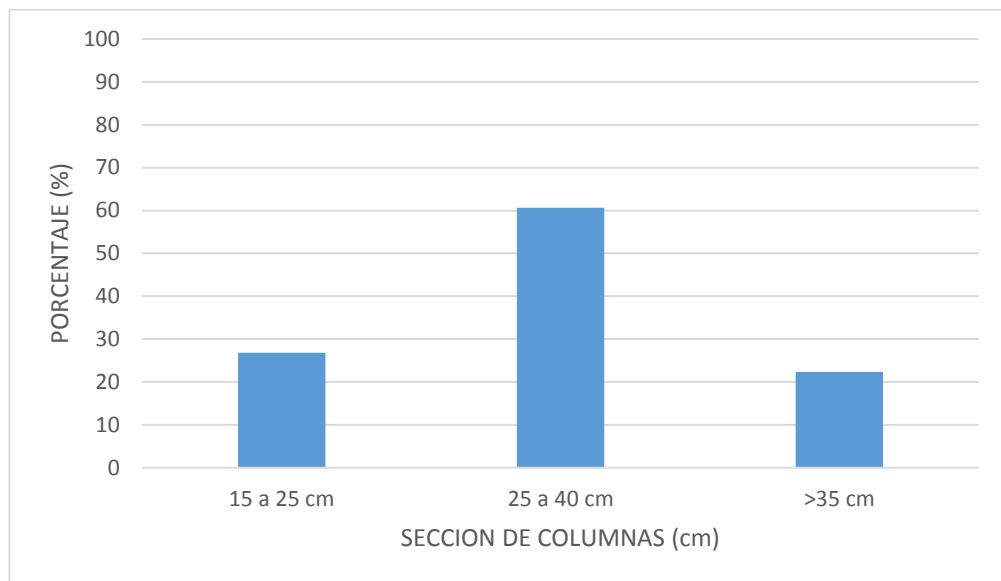


Figura 1.10: Secciones típicas de columnas de los edificios analizados

Fuente: Información compilada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

DIMENSIONES DE VIGAS

Usualmente las secciones de las vigas vienen dadas por un valor un poco menor o igual al de las columnas, y como práctica común se utilizan vigas o cadenas de amarre perdidas con las alturas de las secciones equivalentes a las de las losas, mientras que el acho se encuentra en un rango de 15 a 40 cm.

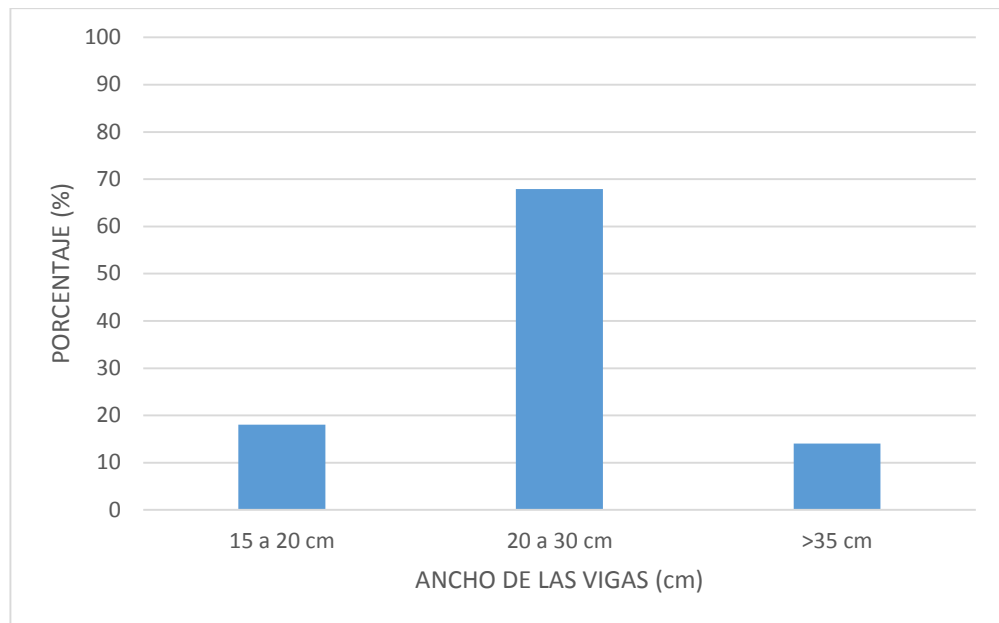


Figura 1.11: Anchos comunes de las secciones de las vigas de los edificios analizados

Fuente: Información filtrada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

REFUERZO Y DETALLAMIENTOS

De acuerdo con los lineamientos planteados inicialmente para el presente trabajo, no es necesario la delimitación de aceros de refuerzo, ya que estos no influyen en el cálculo de los CM Y CR, estos parámetros serán necesarios al momento de la modelación en la estructura para su evaluación sísmica, lo que se mencionó queda para una segunda etapa.

CAPÍTULO 2: POTENCIAL DE TORSIÓN EN PLANTA EN EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE CUENCA

2.1. EL FENÓMENO DE LA TORSIÓN EN PLANTA

Durante un evento sísmico se generan grandes esfuerzos sobre las edificaciones, siendo los esfuerzos horizontales o laterales los responsables de mayores demandas de resistencia estructural. Los movimientos inducidos durante el sismo desplazan a la edificación lateralmente, estos generan esfuerzos que se representan como un vector de fuerza aplicado en su centro de masa (CM). La respuesta del sistema estructural al movimiento es el esfuerzo cortante de los elementos verticales, -se lo representa en el punto equivalente al cual se lo conoce como centro de rigidez (CR)-. Al existir separación entre los centros mencionados, CM y CR, se desencadena una rotación en torno al centro de rigidez, lo cual ocasiona variaciones en la demanda de cortante de los elementos verticales. Cuando el brazo de torsión es grande, es decir que CM y CR están más alejados, el efecto de torsión incrementa la demanda de cortante de los elementos más alejados de CR, lo que origina el fallo o colapso del sistema resistente al superar el límite de resistencia del elemento en la zona de mayor demanda.

Como se describe en el párrafo anterior, los parámetros que determinan la magnitud de incidencia del efecto de torsión en planta son CM y CR. Los centros mencionados se los detalla a continuación:

CENTRO DE MASA (CM): Es el punto geométrico que dinámicamente se comporta como si en él estuviera aplicada la resultante de las fuerzas externas aplicadas al sistema. Su localización depende de la distribución de masas en el área de análisis y de su forma geométrica, cuando se tiene una distribución de masa constante en el área considerada, se tendrá presente únicamente la forma geométrica. Una manera práctica para determinar la ubicación del CM, se la realiza al apoyar un cuerpo en un punto de tal forma que se mantenga en equilibrio estático, dicho punto es el CM del cuerpo. (H. BarbatS. Oller, J. C. Vielma, 2005; C. Medina, S. Medina, 2017)

CENTRO DE RIGIDEZ (CR): Es el lugar geométrico el cual dinámicamente se comporta como si en él estuviera aplicada la resultante de los esfuerzos internos de los elementos perpendiculares a la dirección de movimiento. De forma práctica es el punto en el cual se aplica una fuerza que únicamente provoca un desplazamiento en la dirección de aplicación de la fuerza sin desencadenar una rotación o torsión del sistema resistente.

El CR dentro de las edificaciones generalmente tienen la ubicación geométrica del primer nivel o piso que se repite para el resto de los pisos, en otros casos presentan variaciones en su localización por las variaciones existentes en la distribución de los elementos verticales, esto se da generalmente en el último piso o el techo de la edificación, ya que cambian la forma de la distribución por estética arquitectónica o detalles que realcen la estética de la edificación.

En algunas bibliografías se nombra al CR como centro de torsión, esto se presenta por la mezcla de criterios entre la definición y la forma de actuación idealizada, como ya se mencionó, la definición del CR es el lugar geométrico donde al aplicar una fuerza, ésta provoca únicamente el desplazamiento del sistema resistente. Por otro lado la forma de actuación idealizada de la torsión en planta generalmente ocurre cuando existe excentricidad entre el CM y CR del piso, al momento de no coincidir estos dos centros se produce un giro causando una vibración torsional, el giro se produce en torno al centro de rigidez, por esta razón el centro de rigidez es llamado centro de torsión.

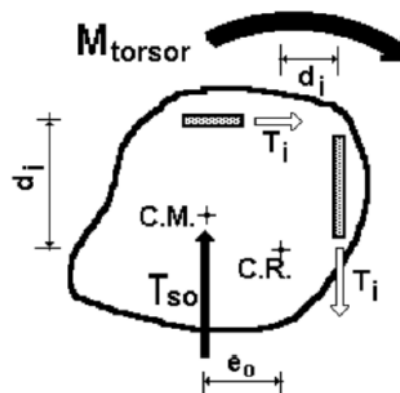


Figura 2.1: Representación gráfica de la excentricidad entre en CM y CR.

Otro parámetro que se ocupa para la determinación del potencial de torsión en planta es el centro de resistencia, el cual no se lo ocupa por la distinta filosofía de análisis a la cual no estamos acostumbrados, pero de forma breve se lo presenta como sigue a continuación:

CENTRO DE RESISTENCIA: Es el lugar geométrico el cual dinámicamente se comporta como si en él estuviera aplicada la resultante de los esfuerzos internos considerando la resistencia lateral de los pórticos cuando todos los elementos llegan al límite elástico. El centro de resistencia tiene validez no solo cuando la estructura trabaja en el rango elástico sino también cuando pasa al rango no lineal. (Paulay, 1997).

A continuación, se presenta un breve resumen del proceso de obtención del centro de resistencia:

- a) Se analiza la estructura por los pórticos de cada piso en las direcciones de aplicación X, Y. Se obtiene las curvas de capacidad sísmica resistente de cada pórtico mediante la relación de del desplazamiento lateral máximo (D_t) y el cortante basal (V).

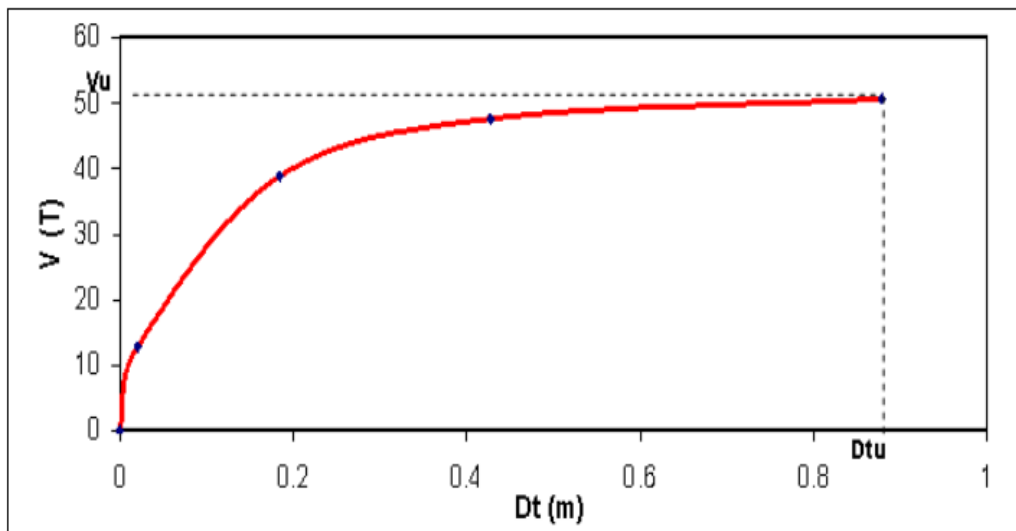


Figura 2.2: Representación gráfica de la curva pushover determinada para el centro de resistencia.

Fuente: Aguiar, R. & Vallejo, S. & Salazar, G. & Herrera, W. & Toscano, R & Chiliza, C. & Rodríguez, G. & Carrera, M. (2015). Centro de resistencia en edificios de hormigón armado

- b) Se bilinealiza la curva y se determina el punto de fluencia de la D_{ty} , V_y ; y el punto de colapso D_{tu} , V_u ; se demuestra en la figura que el punto de colapso se considera cuando el sistema pasa todo el trayecto de fluencia de los elementos.

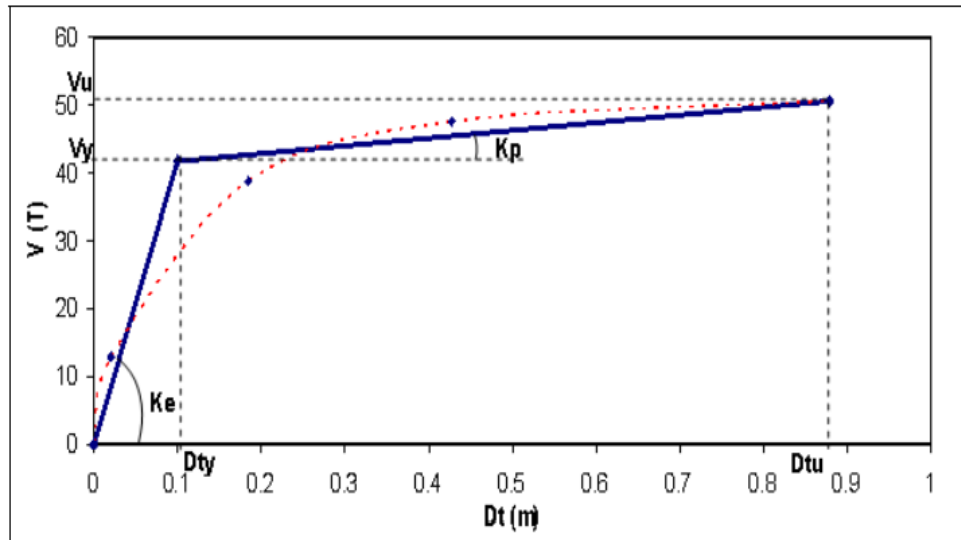


Figura 2.3: Representación gráfica de la curva pushover bilinealizada determinada para el centro de resistencia.

Fuente: Aguiar, R. & Vallejo, S. & Salazar, G. & Herrera, W. & Toscano, R & Chiliza, C. & Rodríguez, G. & Carrera, M. (2015). Centro de resistencia en edificios de hormigón armado

- c) Se define un modelo elástico, y posteriormente uno perfectamente plástico, es decir, en el rango inelástico V es constante y es igual al promedio de cortante en el nivel de fluencia y el punto de colapso.

$$V^* = \frac{V_y + V_u}{2}$$

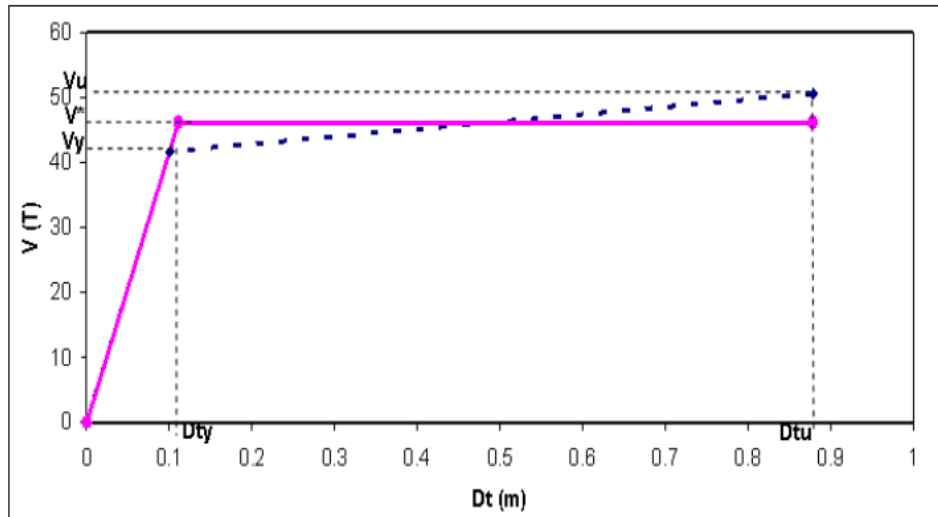


Figura 2.4: Representación gráfica de la curva elasto-plástica determinada para el centro de resistencia.

Fuente: Aguiar, R. & Vallejo, S. & Salazar, G. & Herrera, W. & Toscano, R & Chiliza, C. & Rodríguez, G. & Carrera, M. (2015). Centro de resistencia en edificios de hormigón armado

- d) En función del cortante V^* se determina las coordenadas del centro de resistencia (X_R , Y_R). El centro de resistencia es el punto de equilibrio de los cortantes en cada dirección, por lo que se deben tener los valores de cada pórtico y determinar el resultante en cada dirección.

El centro de resistencia de forma general se aleja del centro de rigidez, esto se debe a que los elementos utilizan su límite de resistencia en el rango plástico permitiendo que la mayoría de los elementos se deformen, esto produce el amortiguamiento de los efectos torsión y en conclusión el centro de resistencia se acerca al CM.

2.1.1. CONCEPTOS BÁSICOS PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE TORSIÓN EN PLANTA

Existen varias formas para evaluar el potencial de torsión en planta de edificaciones irregulares, sin embargo, existe una gran controversia con los al momento de determinar el factor que indique de manera más exacta el efecto que tendría sobre la estructura. El potencial está presente cuando existe una distancia entre el CM y CR, la excentricidad resultante es la principal causa para la torsión en planta en las edificaciones.

Determinación de la excentricidad.

La excentricidad se obtiene de la distancia entre el CM y CR los cuales vienen dados por las siguientes fórmulas:

- **Centro de masa**

$$X_{cm} = \sum \frac{P_i \cdot x_i}{\sum P_i} \quad \text{Ec. 2.1}$$

$$Y_{cm} = \sum \frac{P_i \cdot y_i}{\sum P_i} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

X_{CM} : Centro de masa en dirección x en el nivel i

Y_{CM} : Centro de masa en dirección y en el nivel i

P_i : Peso del elemento estructural considerado en el nivel i

y_i : Ubicación con respecto al centro geométrico del elemento en dirección y en el nivel i

x_i : Ubicación con respecto al centro geométrico del elemento en dirección x en el nivel i

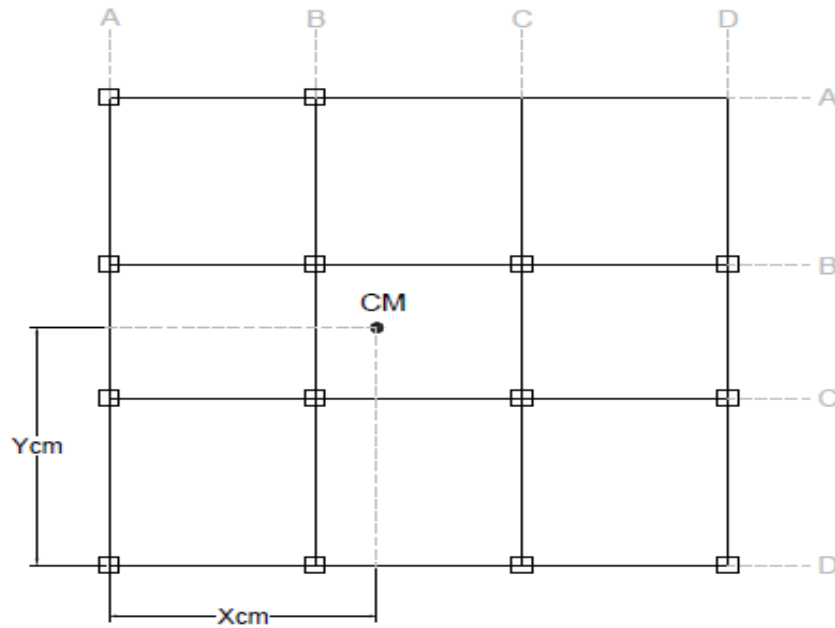


Figura 2.5: Representación gráfica del centro de masa.

- **Centro de rigidez**

$$X_{CR} = \sum \frac{K_{xi} \cdot x_i}{\sum K_{xi}} \quad \text{Ec. 2.3}$$

$$Y_{CR} = \sum \frac{K_{yi} \cdot y_i}{\sum K_{yi}} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

X_{CR} : Centro de rigidez en dirección X en el nivel i

Y_{CR} : Centro de rigidez en dirección Y en el nivel i

K_{yi} : Rigidez del elemento estructural considerado en la dirección y en el nivel i

K_{xi} : Rigidez del elemento estructural considerado en la dirección x en el nivel i

y_i : Ubicación con respecto al centro geométrico del elemento en dirección y en el nivel i

x_i : Ubicación con respecto al centro geométrico del elemento en dirección x en el nivel i

La rigidez lateral (K) está determinada por:

$$K_i = \frac{E_m \cdot t_i}{4 \left(\frac{h_i}{l_i} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_i}{l_i} \right)} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Donde:

E_m : Módulo de elasticidad del hormigón que representa la rigidez del material

t_i : Espesor del elemento estructural en el nivel i

h_i : Altura del elemento estructural en el nivel i

l_i : Longitud del elemento estructural en el nivel i

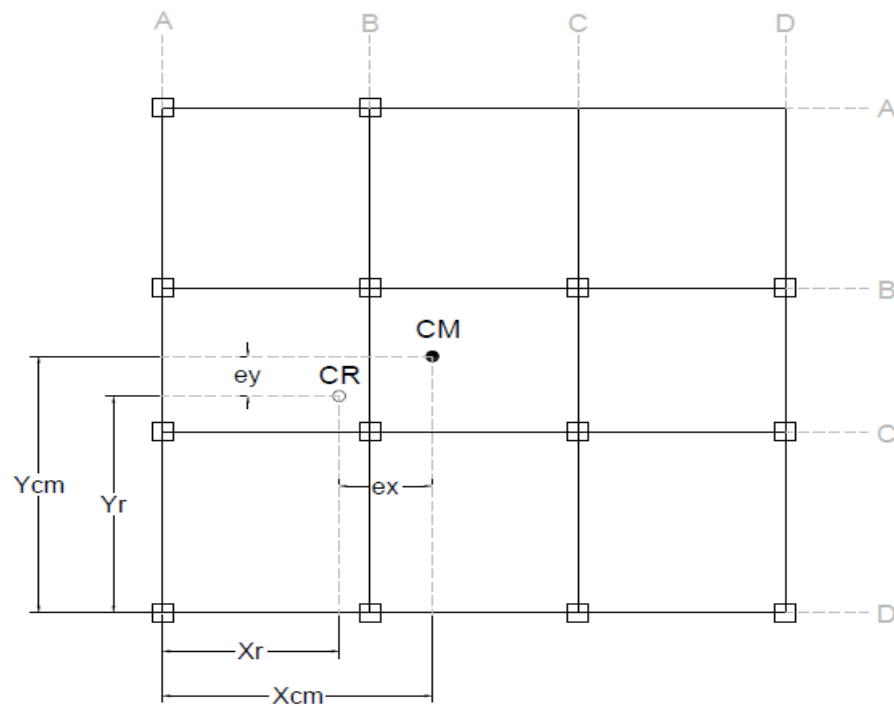


Figura 2.6: Representación gráfica del centro de rigidez.

Entonces, la excentricidad viene expresada por:

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad \text{Ec. 2.6}$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \quad \text{Ec. 2.7}$$

Para la obtención de cada uno de los CM y CR por cada piso de las edificaciones que se analizan, se realiza mediante el programa ETABS el cual nos da la posibilidad de determinar dichos parámetros. Para ello, se genera un modelo aporticado por pisos de cada edificación y se introduce sus propiedades como el tipo de material, refuerzo; para el presente caso se considera estructuras de hormigón con un esfuerzo máximo de compresión $f'_c = 210 \text{ Kgf/cm}^2$, de acuerdo al mínimo valor impuesto por la NEC, un módulo de elasticidad del concreto de $15100\sqrt{f'_c} = 218819.79 \text{ Kgf/cm}^3$, y las secciones de los elementos estructurales de acuerdo al plano arquitectónico. Para la tabla de CM y CR es necesario crear diafragmas rígidos de cada piso, losa, de esta manera los pórticos no actúan de manera independiente sino conforman todo un sistema haciendo que todos los pórticos tengan igual desplazamiento.

2.2. CONSIDERACIÓN DE LA TORSIÓN EN PLANTA SEGÚN LA NORMATIVA VIGENTE: NEC, 2015

En cuanto a las edificaciones de la Ciudad de Cuenca con cierto grado de asimetría en su configuración en planta, considerando la incorporación de los efectos torsionales, la NEC propone el procedimiento de cálculo dinámico, con la posibilidad del uso de procedimientos alternativos basados en el comportamiento dinámico de estructuras y procedimientos de análisis no lineales; estáticos o dinámicos, conjuntamente con el método basado en fuerzas.

En el caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo” (NEC, 2015).

De esta manera, para la obtención del coeficiente de irregularidad en planta, el análisis se debe realizar para cada tipo de irregularidad para cada piso mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\phi_p = \phi_{pA} * \phi_{pB}$$

En donde:

ϕ_p = coeficiente de irregularidad en planta, ϕ_{pA}

ϕ_{pA} = mínimo valor de ϕ_{pi} para cada piso i de la estructura en el caso de las irregularidades tipo 1, 2, y/o 3.

ϕ_{pB} = mínimo valor de ϕ_{pi} para cada piso i de la estructura en el caso de las irregularidades tipo 4.

La norma clasifica a dichas irregularidades en planta en 4 tipos:

TIPO 1: IRREGULARIDAD TORSIONAL

Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS, 2015).

De esta manera se asigna un índice de 0.90 al coeficiente de irregularidad en planta, dejando una incertidumbre respecto al valor de la deriva, ya que independientemente de su valor (pudiendo ser mayor sin un límite de control) se usa el mismo índice antes mencionado.

$$\phi_{Pi} = 0.9$$

$$\Delta 1 > 1.2 (\Delta 1 + \Delta 2) / 2$$

Dónde:

$\Delta 1$: deriva máxima de piso en un extremo del piso.

$\Delta 2$: deriva máxima de piso en el extremo opuesto a $\Delta 1$

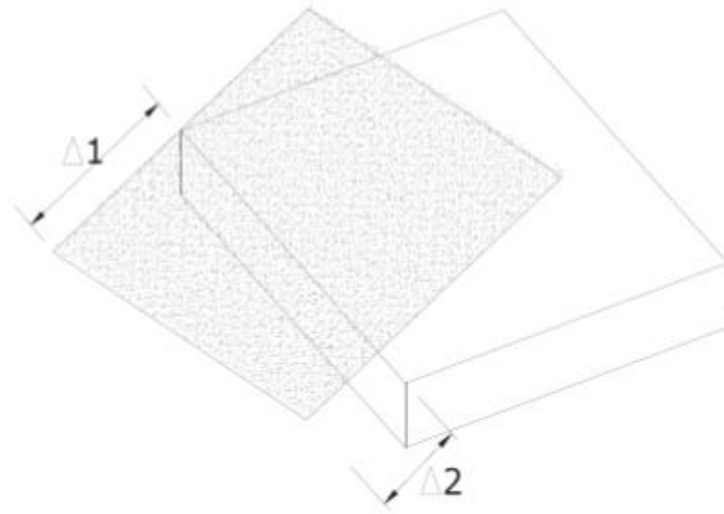


Figura 2.7: Irregularidad torsional (Irregularidad en Planta Tipo 1)

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

TIPO 2: RETROCESOS EXCESIVOS EN LAS ESQUINAS

Para el efecto se considera un retroceso excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS, 2015).

De igual manera que en el caso anterior, el coeficiente utilizado es de 0.90, sin la consideración del deslice entre los valores, -valores altos-, llegando la estructura a formarse una L.

$$\phi P_i = 0.9$$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

Dónde:

A y C : dimensiones de las entrantes

B y D : dimensiones de aberturas o huecos en planta

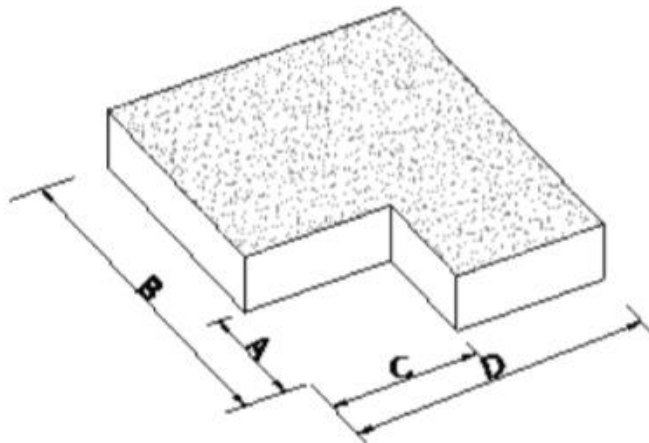


Figura 2.8: Retrocesos excesivos en las esquinas (Irregularidad en Planta Tipo 2)

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

TIPO 3: DISCONTINUIDADES EN EL SISTEMA DE PISO (TIPO H, I, O)

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso demás del 50% entre niveles consecutivos (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS, 2015).

Al igual que los casos antes descritos, no hay una delimitación de los valores permisibles.

$$\phi P_i = 0.9$$

$$a) C \cdot D > 0.5A \cdot B$$

$$b) (C \cdot D + C \cdot E) > 0.5A \cdot B$$

Dónde:

A y B : dimensiones totales en planta

C , D y E : dimensiones de las irregularidades.

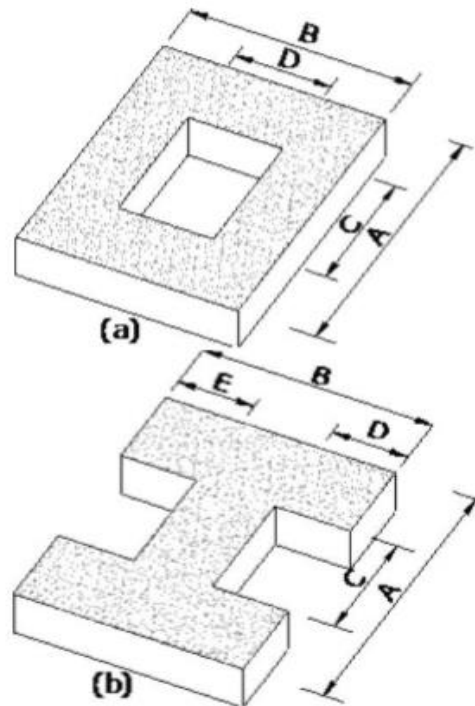


Figura 2.9: Discontinuidades en el sistema de piso (Irregularidad en Planta Tipo 3)

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

TIPO 4: EJES ESTRUCTURALES NO PARALELOS

Una estructura es irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura, aplicando de esta manera el coeficiente de irregularidad de 0.90. (Norma Ecuatoriana de Construcción, NEC-SE-DS, 2015).

$$\phi P_i = 0.9$$



Figura 2.10: Ejes Estructurales no Paralelos (Irregularidad en Planta Tipo 4)

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

2.2.1. MÉTODOS DE DISEÑO PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA TORSIÓN EN PLANTA

En la NEC existe limitaciones en cuanto a la configuración en planta para evitar las edificaciones completamente asimétricas, además consideran los efectos sísmicos que se desencadenan de la configuración con poca asimetría, para esto, se plantean métodos de evaluación sísmica y de diseño que se basan en 2 filosofías de consideración sísmica dentro de los análisis estáticos no lineales:

- Diseño Basado en Fuerzas (DBF)
- Diseño Basado en Desplazamientos (DBD)

DISEÑO BASADO EN FUERZAS

En la metodología de diseño basado en fuerzas se plantea la distribución de cargas laterales en función del modo de vibración. Las cargas son aplicadas al CM de cada piso y se evalúa la reacción con respecto al centro de rigidez. Se considera los momentos torsionales horizontales junto con la torsión accidental. El momento torsional, es calculado como el resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en cada piso y los elementos resistentes a cargas laterales, luego se adiciona la torsión accidental desplazando el CM una distancia igual al 5% de la máxima

dimensión del edificio en dicho piso, dicho desplazamiento perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales y en sentido contrario de la dirección al CR.

Al existir efectos torsionales, debido a la irregularidad en planta, estos efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional A_x , no mayor a 3.0.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

Dónde:

A_x Factor de amplificación torsional

δ_{max} Valor de desplazamiento máximo en el nivel x

δ_{prom} Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

El diseño considera las deformaciones como la base para su análisis, determina una curva de capacidad de los elementos para obtener un desplazamiento de desempeño máximo. El método genera una curva de desplazamientos laterales que son considerados el rango inelástico proporcionando la resistencia lateral requerida. De acuerdo con la norma este método se debe usar en complemento con el método de las fuerzas.

2.2.2. LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS

El método Basado en Fuerzas presenta las siguientes deficiencias:

- Factores de reducción de resistencia sísmica R constantes, lo cual implica la demanda de ductilidad y sobre-resistencia igual para todos los edificios de una misma categoría, asumiendo que R no cambia con el periodo y tipo de suelo. (NEC, 2015).

- Supone que la rigidez es independiente de la resistencia, pudiendo de esta manera estimar la rigidez y el período antes de conocer el refuerzo de las secciones de hormigón armado. (NEC, 2015).

El método basado en desplazamientos presenta las siguientes deficiencias:

Este método brinda solución a las deficiencias del método basado en fuerzas, pero se limita a estructuras regulares, y las solicitaciones verificadas son los límites a la deformación por compresión, flexión o flexo-compresión, esto es sin considerar el fenómeno de torsión.

2.2.3. COMPARACIÓN DE LA NEC CON OTRAS NORMAS PARA LA CONSIDERACIÓN DE LAS IRREGULARIDADES EN PLANTA

NORMA SISMO RESISTENTE 2010 NSR-10 (COLOMBIA)

Los casos que considerarse para la irregularidad en planta por la NSR-10 son similares a los dados por la NEC, esta norma al clasificar una estructura como irregular, se deberá multiplicar el valor del coeficiente de disipación de energía R por un ϕ_p para irregularidades en planta.

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p
1AP	Irregularidad Torsional	0.9
1BP	Irregularidad Torsional Extrema	0.8
2P	Retrocesos Excesivos en las esquinas	0.9
3P	Discontinuidades en el diafragma	0.9
4P	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales	0.8
5P	Sistemas no paralelos	0.9

Tabla 2.1: Índice para penalizar las irregularidades en planta

Fuente: NORMA SISMO RESISTENTE 2010 NSR-10

NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE” (PERÚ)

La norma peruana a diferencia de la NEC establece restricciones al no permitir edificaciones dentro de una zona con alta peligrosidad sísmica y los factores (I_p) que penalizan al coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R es mucho más severo.

Irregularidades en planta	I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.60
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidades en el diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

Tabla 2.2: Índices para penalizar las irregularidades en planta

Fuente: NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMO RESISTENTE”

ASCE 7-10 MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (ESTADOS UNIDOS)

Esta norma al igual que la norma peruana no permite la construcción de edificaciones en zonas de alta peligrosidad sísmica.

El ASCE 7-10 establece que, en el caso de tener estructuras irregulares en planta, se realice un incremento en el 25% de las fuerzas de diseño al sistema estructural principal resistente a carga lateral (ASCE 7-10,2010). Los casos por considerarse son los mismos de las normas anteriores y se deberán multiplicar todos por un factor de 0.8.

2.3. ESTUDIO DE LAS ORGANIZACIONES EN PLANTA DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE CUENCA

Con la finalidad de obtener la organización en planta del esquema resistente a cargas laterales típico para la ciudad, se tomó una muestra del universo de edificaciones; Seleccionando 15 edificaciones aproximadamente de los sectores norte, sur, este, y oeste de Cuenca. Las edificaciones fueron escogidas de la compilación de datos del departamento de avalúos y catastros; luego ubicadas sobre la orto-fotografía para validar que la asimetría en planta no se observe en la misma, caso contrario se descarta. De las 65 edificaciones que se tomaron del universo, se eligieron 25 que constaban con los datos suficientes y se encontraban en los registros del archivo del municipio.

Los datos que se obtuvieron permiten observar su configuración y determinar los valores más frecuentes de los parámetros determinados en la sección 1.7, para estas edificaciones se determina los CM y CR, para posteriormente encontrar la excentricidad existente en la dirección X como en la dirección Y de cada uno de los pisos de las edificaciones.

Para determinar los valores representativos correspondientes a las excentricidades, determinamos la excentricidad promedio de todos los pisos para cada edificación, los valores máximos y mínimos. Mediante estas consideraciones podemos establecer las variaciones de excentricidades existentes entre edificaciones y las existentes entre los niveles de pisos. Se constató que las mayores variaciones usualmente se dan en la planta superior, ya que por lo general es una planta con configuración más pequeña, -buhardilla-, esta planta en 65% de los casos da excentricidades mayores a las demás plantas, pero en los demás casos se notó resultados más favorecedores ya que tienden a diseñar dicha planta como sección cuadrangular. También en un porcentaje mínimo, las variaciones se daban en la primera planta alta, ya que como así en la planta última superior, esta planta en vez de disminuir su configuración en planta aumenta respecto al resto de pisos.

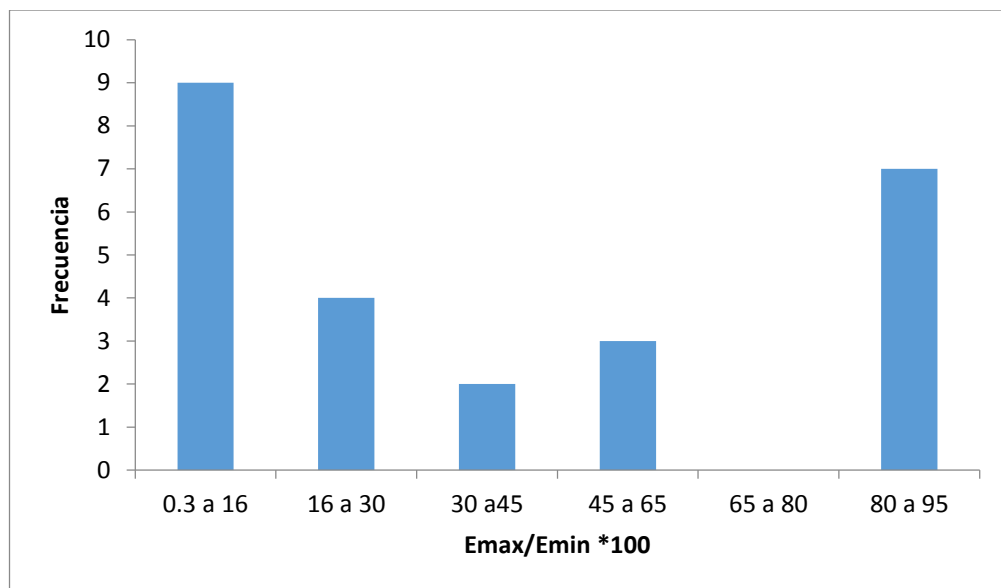


Figura 2.11: Dispersión de valores de excentricidad máximos con lo valores mínimos en la dirección X

Fuente: Información filtrada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

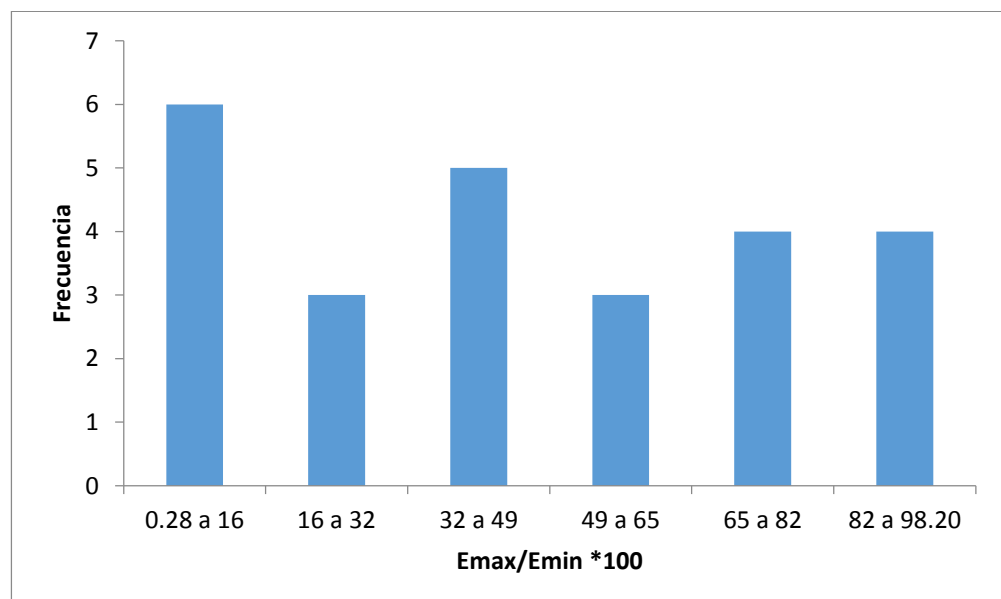


Figura 2.12: Dispersión de valores de excentricidad máximos con los mínimos en la dirección Y

Fuente: Información filtrada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

Los valores que considerarse para las excentricidades corresponden a los valores máximos determinados para cada edificación, se considera dichos

valores por criterios de seguridad y para considerar de esta manera los casos más desfavorables.

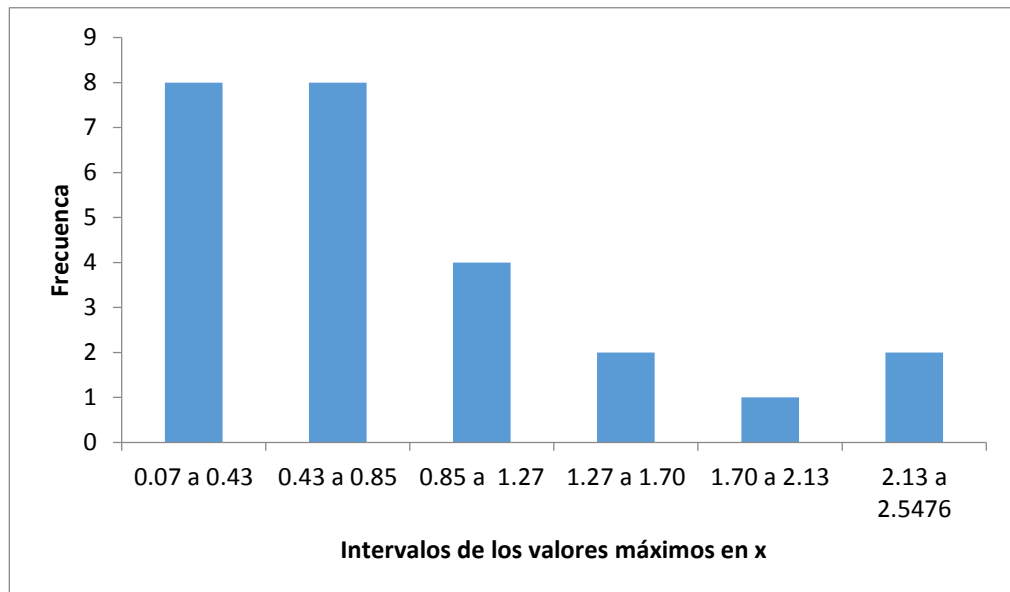


Figura 2.13: Excentricidad respecto al eje X

Fuente: Información filtrada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca

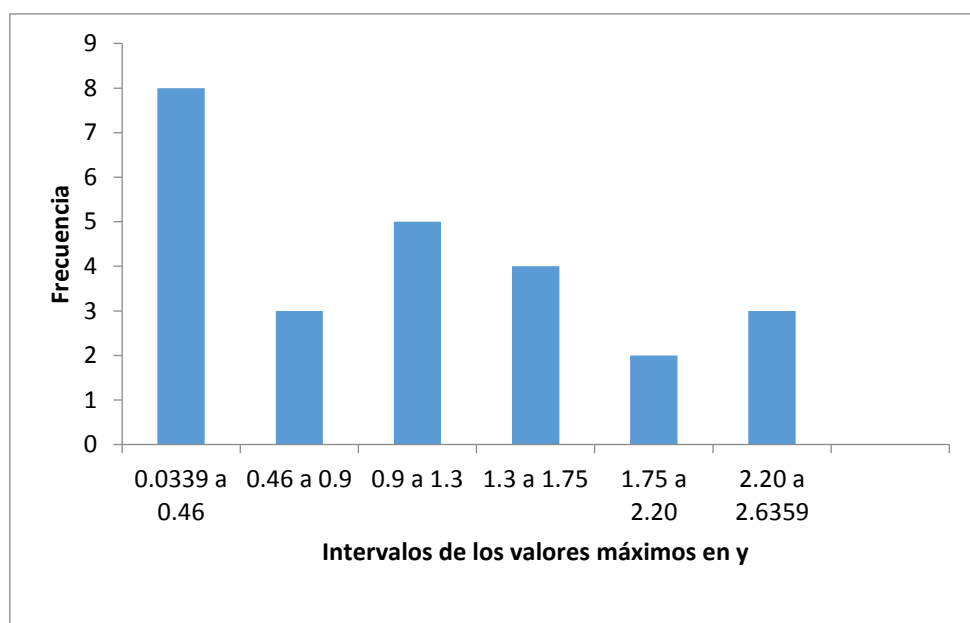


Figura 2.14: Excentricidad respecto al eje Y

Fuente: Información filtrada de Planos del D. Control Urbano de la ciudad de Cuenca



Los valores más comunes de las excentricidades para la dirección X de 15 a 40 cm y para la dirección en Y entre 20 a 60cm de los edificios representativos analizados. La excentricidad al ser multiplicada por el cortante del piso, obtenemos los momentos de torsión, los cuales generan fuerzas de torsión en cada pórtico, de esta manera mientras mayor sea la excentricidad mayor será el momento de torsión ejercido.

Para ver los valores de estos parámetros para cada edificio, VER ANEXO 3.

CAPÍTULO 3: DESCRIPCIÓN DE LOS METODOS DE EVALUACIÓN SÍSMICA QUE CONSIDERAN LA TORSIÓN EN PLANTA

3.1. CONSIDERACIÓN DE LA TORSIÓN EN PLANTA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO CON MIRAS A LA EVALUACIÓN SÍSMICA

Las estructuras existentes de hormigón armado en la ciudad de Cuenca poseen una configuración en planta asimétrica y otras simétricas, según la disponibilidad del espacio para la construcción, del gusto de los diseñadores y de los dueños de las edificaciones.

Sin embargo, las más relevantes en cuanto a diseño se refiere son las estructuras asimétricas; los procedimientos estáticos no lineales tienen una buena actuación en la evaluación sísmica, sin embargo, ha existido una gran limitación al momento del uso de estos métodos para la evaluación de estructuras existentes con distribución irregular en planta, siendo los efectos de torsión producidas por el movimiento del suelo lo más importante a considerarse en estos casos. La rotación torsional siempre ha sido subestimada, incluso cuando la excentricidad era máxima. En el régimen inelástico de la estructura las excentricidades cambian, por ellos es necesario ver la modificación en la respuesta elástica. La torsión ocasionada está relacionada con la demanda de ductilidad, es decir esto depende de la intensidad del movimiento en la base. Los efectos de torsión disminuyen con el aumento de deformaciones plásticas.

Además, durante un evento sísmico los periodos de vibración cambian por el cambio de rigidez de los elementos estructurales, pudiendo cambiar de esta manera también los modos de vibración, al existir un cambio de rigidez se produce inmediatamente una nueva distribución del centro de rigidez, produciendo un aumento de la excentricidad, lo que produce un aumento en el Momento torsional de cada pórtico ejercido en los elementos estructurales, llegando a ocasionar el fallo o el colapso de las estructuras.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO QUE CONSIDERA LA TORSIÓN EN PLANTA MEDIANTE LOS MÉTODOS: CSM-FEMA 440 EXTENDIDO; N2 EXTENDIDO Y PUSHOVER 3D

3.2.1. ANÁLISIS NO LINEAL

PROCEDIMIENTO DINÁMICO NO LINEAL.

El análisis no lineal dinámico de tiempo-historia (TH), es el método más preciso aceptado para la evaluación y diseño sísmico de estructuras, pero a pesar de los resultados exactos, el método presenta inconvenientes de análisis volviendo su aplicación casi imposible. El método exige una integración paso a paso de la ecuación de movimiento de toda la estructura, lo que implica un esfuerzo computacional desmesurado, con una exigencia de tiempo considerable.

PROCEDIMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal, -análisis pushover-, cuyo procedimiento consiste en la simulación del sismo obtenido mediante fuerzas o desplazamientos con un patrón de adaptación de fuerza laterales, incluyendo también cargas gravitacionales.

El resultado final a validarse es la obtención de la curva de capacidad, establecida por la variación entre el cortante basal y el desplazamiento superior en un nodo de control de la estructura.

El procedimiento se basa en tomar la curva de capacidad de múltiples grados de libertad, (multi degree of freedom, MDOF), y transformarla en una de un solo grado de libertad equivalente, (single degree of freedom, SDOF), obteniendo a partir de esto el desplazamiento inelástico, que corresponde a la acción sísmica mediante un espectro reducido o inelástico.

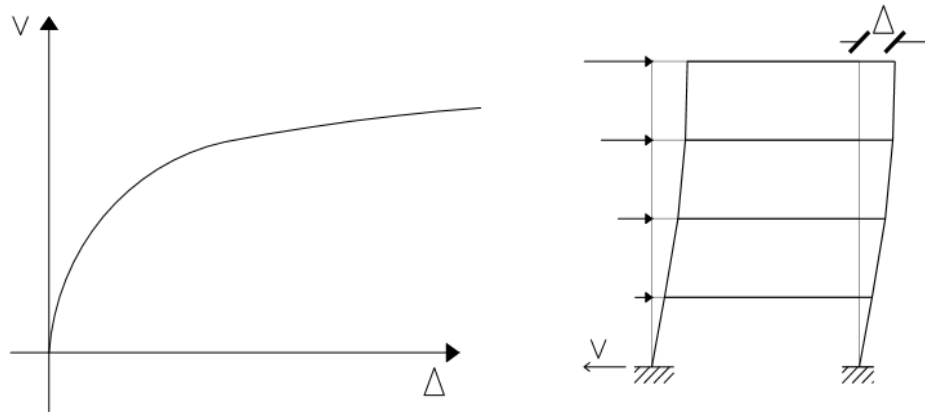


Figura 3.1: Curva de capacidad de un sistema de MDOF

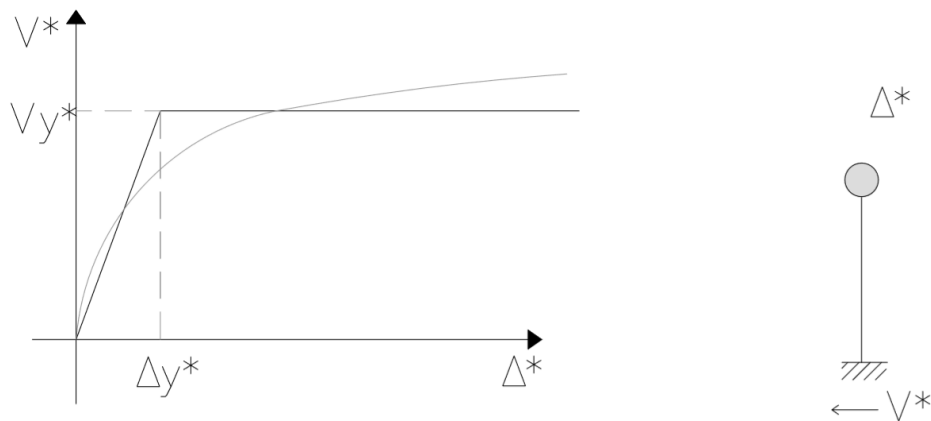


Figura 3.2: Curva de capacidad de un sistema de SDOF

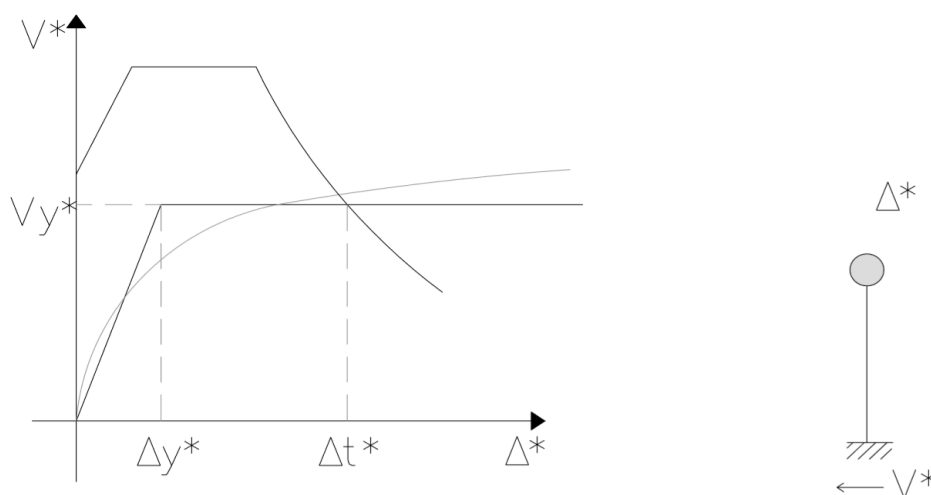


Figura 3.3: Cálculo del desplazamiento inelástico del sistema de un grado de libertad equivalente.

Fuente: Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectra.

Los procedimientos estáticos los lineales a estudiarse son: CSM, (Método de Espectro de Capacidad) con su variante extendida del FEMA440, el N2 Extendido y el PUSHOVER 3D. Para el análisis de la curva de capacidad se utilizan patrones de carga de acuerdo a las sollicitaciones de los métodos, para el CSM, se utiliza un vector de carga proporcional a la forma del modo fundamental de vibración, (tanto en la dirección X e Y, el análisis pushover es proporcional al primer modo de vibración a lo largo de dichas direcciones), el método N2 requiere 2 vectores de carga diferentes proporcionales a la forma del modo fundamental de vibración y a la distribución de masa sobre la altura. Para el PUSHOVER 3D, la distribución de carga lateral se la realiza mediante una fuerza adaptativa la cual es aplicada en cada piso para cada modo de vibración, de esta manera, este método lleva consigo la consideración de los efectos producidos en los modos superiores de vibración.

Los análisis pushover deben realizarse de forma independiente para las 2 direcciones con diferentes signos de vector de carga, -es decir un total de 4 análisis-. Las cargas son aplicadas a la combinación de nodos de viga-columna y viga- viga para considerar el movimiento de torsión de los edificios asimétricos.

Para la determinación de los puntos de rendimientos de la estructura previamente descritos, se los realiza tomando en cuenta cada dirección para posteriormente combinarla mediante una suma de cuadrados.

VENTAJAS DE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL:

- La evaluación y diseño se realiza controlando las deformaciones estructurales.
- Considera comportamiento no lineal en vez de factores de comportamiento lineal.
- Define la curva de capacidad con identificación secuencial de la estructura, rendimiento y colapso es decir identifica la distribución de daño a lo largo de la estructura.
- Permite la consideración de diferentes estados límites, junto con el control de la estructura para los desplazamientos a desarrollarse.

3.2.2. ANÁLISIS ELÁSTICOS LINEALES PARA EL CÁLCULO DE FACTORES DE CORRECCIÓN TORSIONAL

Para los métodos propuestos y su cálculo de los factores de corrección torsional, es necesario realizar un análisis de espectro de respuesta dinámico lineal para así evaluar los desplazamientos superiores normalizados, para ello la aplicación del espectro de respuesta se lo realiza en las direcciones X e Y, (sacando su resultante mediante una suma de cuadrados). Los espectros de respuesta elásticos corresponden a la mediana de los espectros compatible para cada grupo de registros.

3.2.3. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO

Los métodos dependen de los mecanismos de disipación de la energía.

- Linealización equivalente: El desplazamiento se encuentra intersecando la curva de capacidad simple con un espectro de sobre amortiguamiento elástico; el cual es obtenido de dividir un espectro elástico y un factor de reducción espectral
- Usando un espectro inelástico del cálculo del desplazamiento.
- Usando un desplazamiento empírico, con un coeficiente desde el análisis estático y definir factores de modificación del desplazamiento.

3.2.4. PROCEDIMIENTOS ESTÁTICOS NO LINEALES A DESARROLLARSE:

Los procedimientos estáticos no lineales típicos, no son capaces de desarrollar de manera correcta los efectos de torsión en planta de edificios con cierto grado de irregularidad inducidas por el movimiento del suelo, diversos autores han llegado a la conclusión que la rotación torsional depende mayoritariamente de los elementos estructurales ortogonales, siendo esta rotación subestimada, incluso cuando la excentricidad era máxima.



Para el presente trabajo los métodos que consideran la torsión en planta a analizarse son los siguientes:

- N2 Extendido
- CSM-FEMA440 Extendido
- Pushover 3D

Los procedimientos propuestos son conservadores y han sido comparados con respecto al análisis dinámico no lineal, siendo este el método más exacto, de esta manera no subestima la respuesta estructural de las edificaciones.

3.2.4.1. N2 EXTENDIDO

Este método fue propuesto por Fajfar y su equipo (2011), se basa en la incorporación de factores de corrección torsional aplicados a la curva de capacidad (pushover), dando resultados conservadores a la respuesta a torsión. El método utiliza 2 tipos de análisis: un análisis pushover estático no lineal y un análisis dinámico elástico lineal, -éste último utilizado para la determinación de la amplificación de los desplazamientos en el rango inelástico-, no considera la reducción de los desplazamientos debidos a la torsión en la zona rígida, ya que esta desaparece en el rango elástico.

Con el fin de investigar los parámetros que influyen en la respuesta a la torsión elástica Fajfar y su equipo analizaron varias edificaciones llegando a las siguientes conclusiones:

- a) Cualitativamente la respuesta torsional inelástica es similar a la respuesta torsional elástica, cuantitativamente el efecto torsional depende de la demanda de ductilidad es decir está dada por la intensidad sísmica.
- b) Con la incorporación del espectro de respuesta elástico lineal se estima la amplificación torsional en el rango inelástico en un límite superior.
- c) Al aumentar pequeñas deformaciones plásticas, - con ductilidad < 2.0 , tenemos amplificaciones en el borde flexible mayores que en el rango elástico, minimizando de esta manera los efectos torsionales, y con deformaciones plásticas grandes los pequeños efectos torsionales del rango inelástico desaparecen por los desplazamientos desarrollados en el plano horizontal, concluyendo de esta manera que en el rango inelástico los efectos torsionales son más pequeños que en el elástico.
- d) El borde rígido viene definido por los modos de vibración y la acción sísmica en dirección transversal.

- e) Las dispersiones de resultados son mayores en el régimen inelástico.

REQUERIMIENTOS DEL MÉTODO

Para la ejecución del método tenemos que desarrollar y disponer de la siguiente información:

- Un modelo MDOF del edificio, incluyendo la relación fuerza-deformación no lineal bajo cargas monotónicas.
- Un espectro de respuesta de aceleración elástica obtenida por la acción sísmica, este espectro puede ser obtenido de acuerdo con las solicitudes propuestas por la NEC que viene expresado como fracción de la aceleración de la gravedad y una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

PROCEDIMIENTO

Paso 1: Desarrollar un modelo matemático 3D del edificio.

Paso 2: Desarrollar un espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, (Acceleration-Displacement Response Spectrum, ADRS):

Con el desarrollo del espectro de desplazamiento podemos determinar la demanda sísmica, mediante un espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento, con un formato ADRS, se lo determina mediante la siguiente fórmula:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, depende del modo de vibración y el período T.

S_d : Espectro de desplazamiento para un período T y relación de amortiguamiento fijo.

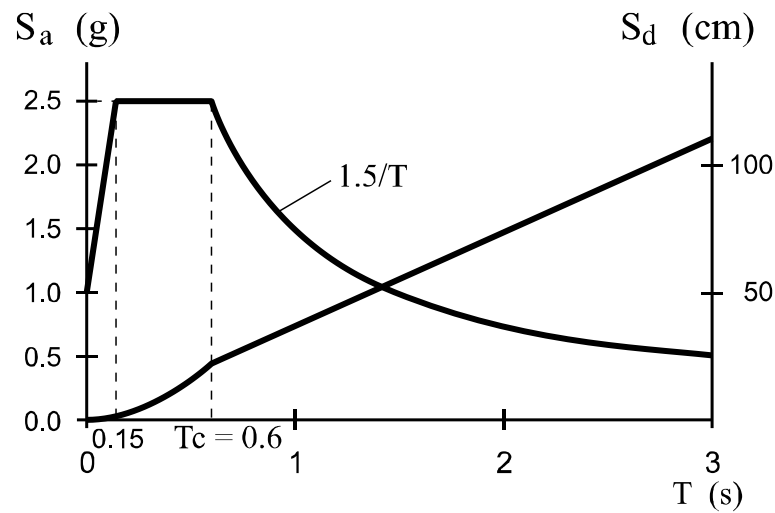


Figura 3.4: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones con amortiguamiento 5% S_a , espectro de desplazamiento S_d , formato normal.

Fuente: Adaptado de: Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectra.

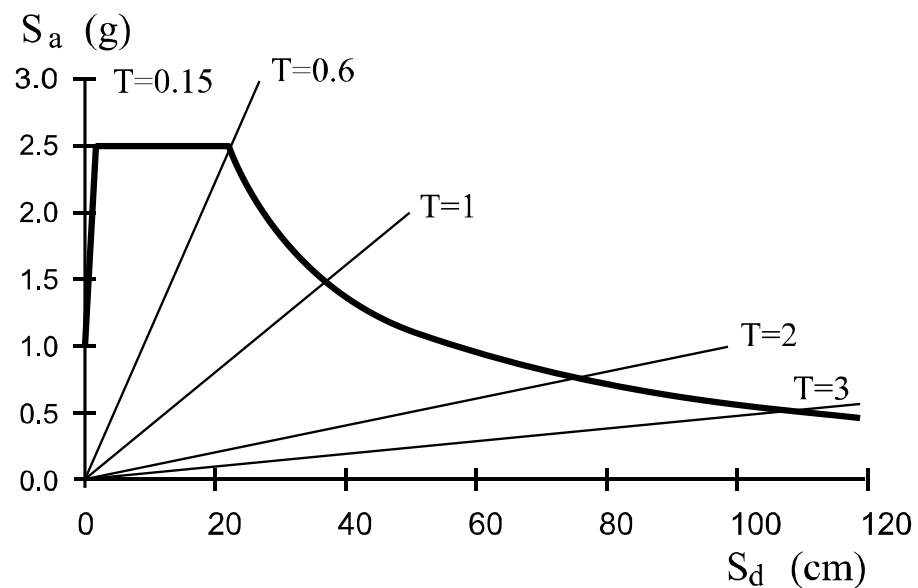


Figura 3.5: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones con amortiguamiento 5% S_a , espectro de desplazamiento S_d , formato ADRS.

Fuente: Adaptado de :Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectra.

Paso 3: Realizar un análisis pushover:

Aplicando la carga de forma independiente en las 2 direcciones X e Y, con signos + y -, se recomienda un patrón de carga proporcional al primer modo de vibración (a), ubicando la mayor carga en el piso superior de la estructura y la menor en el nivel inferior, y un patrón de carga uniforme (b):

- Una distribución de carga proporcional a la masa y a la forma del desplazamiento modal del primer modo de vibración en el nodo de control y normalizamos dicha carga respecto al CM en el nivel superior con valor de 1. En el caso 3D la forma modal está compuesto por 2 componentes traslacionales y un rotacional, con valores diferentes de cero. Para el método solo se considera el componente en la dirección del análisis.

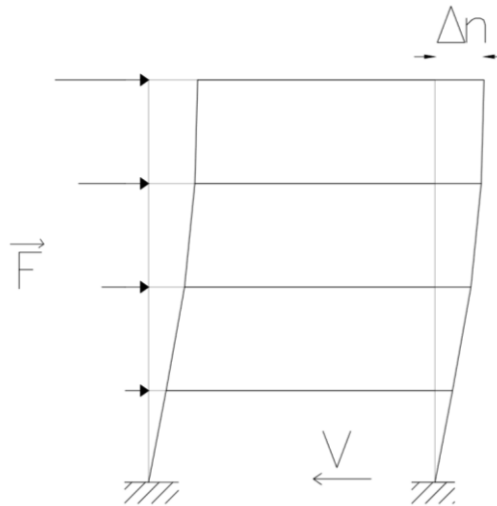


Figura 3.6: Análisis pushover: Modelo MDOF

El vector de carga lateral \vec{F} representa la acción del sismo con un desplazamiento exacto y constante en cada nivel en el primer modo de vibración en la dirección X como en la dirección Y, este requisito asegura que, para cualquier dirección del sismo, la carga se puede descomponer en estas dos direcciones perpendiculares entre sí y el edificio estaría en capacidad de soportarlo, esta carga posteriormente nos permite la transformación de MDOF a SDOF:

$$\vec{F} = p M \Phi \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$\overrightarrow{F_{x,i}} = p m_i \Phi_{x,i} \quad \text{Ec. 3.3}$$

Donde:

M, m_i : Masa de cada piso en consideración.

Φ, Φ_i : Desplazamiento con respecto al piso y a la dirección considerada

En el nodo de control (centro de masa en el nivel superior) nuestro desplazamiento está dado por $\Phi_n = 1$, quedando la ecuación del vector de carga lateral: $\overrightarrow{F_n} = p m_n$

- b. Y una distribución de carga uniforme proporcional a la masa, determinada por la ecuación:

$$\overrightarrow{F_{un,i}} = p m_i \quad \text{Ec. 3.4}$$

Concluyendo con 4 análisis pushover determinados en cada dirección.

Paso 4: Transformación del sistema MDOF al sistema SDOF equivalente:

Se procede a la transformación del sistema MDOF al SDOF equivalente, para ello se necesita un factor de transformación r (factor de participación modal), basado en la ecuación de movimiento del sistema MDOF, que acorde a la dirección se considera únicamente los grados de libertad de la traslación lateral, así:

$$M \ddot{u} + R = -M \mathbf{1} a \quad \text{Ec. 3.6}$$

Donde:

u : Vector de desplazamiento

\ddot{u} : Vector de aceleración

M : Matriz de masa diagonal

R : Fuerza de vectores internos

1: Vector unitario

a: Aceleración del suelo como función del tiempo.

La amortiguación es considerada en el espectro de respuesta.

Para el vector de desplazamiento, se considera el patrón deformado Φ constante durante la respuesta estructural frente al sismo, siendo crítica dicha consideración ya que este patrón cambia en el rango no lineal.

$$\mathbf{u} = \Phi \Delta_n \quad \text{Ec. 3.7}$$

Donde:

Δ_n : Desplazamiento superior

Φ : Desplazamiento que se normaliza para tener igual a 1.

Al aplicar las cargas externas estáticamente se considera dichas cargas igual a las fuerzas internas.

$$\mathbf{F} = \mathbf{R} \quad \text{Ec. 3.8}$$

Para la determinación de la ecuación del movimiento del sistema SDOF reemplazamos los parámetros encontrados y colocamos en la ecuación de movimiento del sistema MDOF y multiplicamos por Φ^T , obteniendo:

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi \ddot{\Delta}_n + \Phi^T \mathbf{p} \mathbf{M} \Phi = -\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1} \mathbf{a} \quad \text{Ec. 3.9}$$

De esta manera podemos escribir nuestra ecuación del sistema SDOF así:

$$m^* \ddot{\Delta}^* + V^* = -m^* \mathbf{a} \quad \text{Ec. 3.10}$$

$$m^* = \Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1} = \sum m_i \Phi_i \quad \text{Ec. 3.11}$$

Donde:

m^* : Masa para el sistema SDOF

Como mencionamos anteriormente para la transformación del sistema MDOF A SDOF utilizamos un factor de transformación r , determinado por las siguientes ecuaciones:

$$\Delta^* = \frac{\Delta_n}{r} \quad \text{Ec. 3.12}$$

$$V^* = \frac{V}{r} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Donde para la obtención de cortante basal (V), se determina así:

$$V = \Phi^T M p \mathbf{1} = p \sum m_i \Phi_i = p m^* \quad \text{Ec. 3.14}$$

Quedando nuestro factor transformación de la siguiente manera:

$$r = \frac{\Phi^T M \mathbf{1}}{\Phi^T M \Phi} = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \vec{F}_i}{\sum \left(\frac{F_i^2}{m_i} \right)} \quad \text{Ec. 3.15}$$

La curva de capacidad del sistema SDOF se define por el desplazamiento Δ^* y el cortante basal V , dichos parámetros al igual que en el sistema MDOF se encuentran divididos por el factor r , dando una relación fuerza-desplazamiento de igual forma. Concluyendo que la rigidez inicial del sistema SDOF es igual al MDOF.

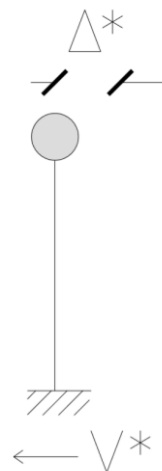


Figura 3.7: Sistema SDOF equivalente.

Para la representación bilineal de la curva de capacidad del SDOF, se puede realizar de acuerdo con los lineamientos propuestos por el EuroCódigo 8, en donde la fuerza correspondiente al desplazamiento de fluencia se mantiene constante hasta el punto de demanda máxima de desplazamiento.

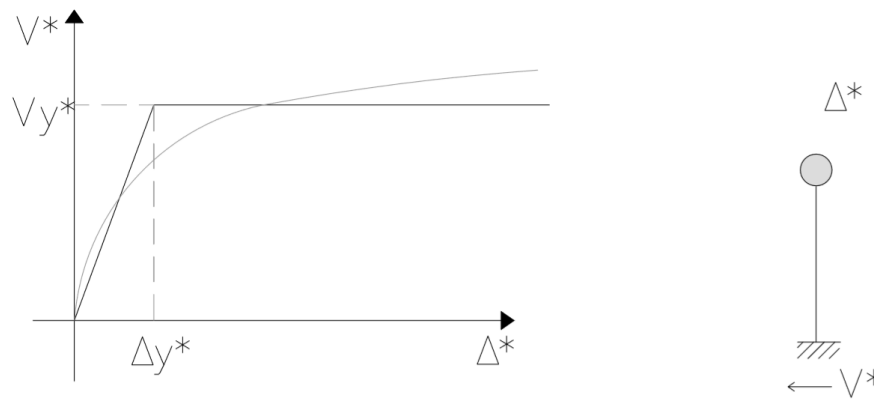


Figura 3.8: Representación bilineal de la curva SDOF

Fuente: Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectral

Paso 5: Calcular la demanda máxima de desplazamiento:

La demanda de desplazamiento se calcula en el centro de masa del nivel superior de la estructura, para cada una de las 2 direcciones horizontales, con signo + y -.

La demanda de desplazamiento para un período T^* en régimen elástico está dado por:

$$\Delta_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \Delta_y^*}{F_y^*}} \quad \text{Ec.3.17}$$

Donde:

Δ_{et}^* : Demanda de desplazamiento en el régimen inelástico.

T^* : Período elastico del sistema bilinealizado SDOF.

$S_e(T^*)$: Espectro de respuesta de aceleración elástico en el período T^* .

Δ_y^* : Desplazamiento correspondiente a un período elástico T^* .

F_y^* : Resistencia a la deformación.

La demanda máxima de desplazamiento en el punto de desempeño de la estructura, Δ_t^* , se define para estructuras de período corto y período medio-largo:

a. Período corto: $T^* < T_c$

$$\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*) \text{ respuesta elástica: } \Delta_t^* = \Delta_{et}^*$$

$$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*) \text{ respuesta no lineal: } \Delta_t^* = \frac{\Delta_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right) \geq \Delta_{et}^*$$

Con:

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad \text{Ec. 3.18}$$

b. Período medio-largo: $T^* \geq T_c$

$$\Delta_t^* = \Delta_{et}^* \quad \text{con} \quad \Delta_t^* \leq 3\Delta_{et}^*$$

Paso 6: Realizar un análisis modal:

El análisis modal debe ser desarrollado en el modelo 3D en 2 direcciones horizontales, y combinar dichas direcciones mediante una suma de cuadrados.

Paso 7: Calcular los factores de corrección torsional:

Aplicarlos a los resultados del análisis pushover. Se calculan dichos factores dividiendo los desplazamientos superiores normalizados obtenidos por el análisis de respuesta elástico para los desplazamientos obtenidos por el análisis pushover. El primer desplazamiento se calcula dividiendo el desplazamiento superior en un punto específico para el desplazamiento



superior en el CM, si este es menor a 1 tomamos el valor de 1. Los factores se toman para cada dirección horizontal, dependiendo de la ubicación en planta.

Paso 8: Corrección torsional:

Para la corrección de la torsión los resultados del análisis pushover se deben multiplicar por estos factores de corrección, es decir, en un marco perimetral paralelo al eje Y se multiplica por factor de corrección determinado con el análisis pushover con una carga en la misma dirección Y.

3.2.4.2. CSM-FEMA 440 EXTENDIDO

El método del Espectro de Capacidad (Capacity Spectrum Method,-CSM-), fue presentado por primera vez en 1975 por Freeman y sus colaboradores, como una herramienta práctica en la evaluación sísmica de edificios de hormigón armado existentes, basado en su modo fundamental de vibración, como el modo predominante en la respuesta de la estructura; mediante las directrices del FEMA440, como el procedimiento estático no lineal, se verificó más proximidad en relación con un análisis tiempo-historia, pero sin embargo este método tampoco era capaz de representar el comportamiento torsional de estructuras asimétricas, por lo que se genera una variante del método con la introducción de un factor de corrección torsional a los resultados del análisis pushover, este procedimiento está basado en los estudios desarrollados para el N2 Extendido. De acuerdo con los resultados obtenidos por los investigadores el CSM-FEMA440 Extendido reproduce adecuadamente la amplificación de torsión para todas las intensidades sísmicas en ambas direcciones.

El método al igual que el N2 Extendido utiliza una combinación de un análisis pushover estático no lineal y un análisis dinámico elástico lineal para la determinación de la amplificación torsional. Para la determinación de los efectos torsionales, los desplazamientos normalizados en el nivel superior, techo, serán los que determinen la respuesta sísmica torsional.

REQUERIMIENTOS DEL MÉTODO

Para la ejecución del método tenemos que desarrollar y disponer de la siguiente información:

- Un modelo MDOF del edificio, incluyendo la relación fuerza-deformación no lineal bajo cargas monotónicas.
- Un espectro de respuesta de aceleración elástica obtenida por la acción sísmica, este espectro puede ser obtenido de acuerdo con las solicitudes propuestas por la NEC que viene expresado como fracción de la aceleración de la gravedad y una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

PROCEDIMIENTO

Paso 1: Desarrollar un modelo matemático 3D del edificio.

Paso 2: Desarrollar un espectro de respuesta en formato aceleración-desplazamiento, ADRS.

Se lo realizará como lo indicado para el método N2 Extendido (véase sección 3.2.3)

Paso 3: Realizar un análisis pushover:

El análisis debe ser con signo + y – en cada dirección, la distribución de cargas laterales debe ser proporcional al primer modo de vibración, se determina como en el método N2 Extendido. (véase sección 3.2.3)

Paso 4: Desarrollar un sistema SDOF equivalente aceleración-desplazamiento:

El sistema SDOF expresada en términos del desplazamiento superior y el cortante basal deberá ser transformado en un espectro de capacidad en función de desplazamientos y aceleraciones, para esto, se determina un factor de participación modal y un coeficiente de masa modal, de esta manera:

$$(Fact P_1) = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad \text{Ec. 3.19}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad \text{Ec. 3.20}$$

Donde (los factores corresponden al primer modo de vibración):

$(Fact P_1)$: Factor de participación modal.

α_1 : Coeficiente de masa modal.

N : Nivel superior, valor del ultimo piso de la estructura

w_i/g : Masa de un nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud para un nivel

Para convertir el sistema MDOF al sistema SDOF y que este se encuentre en formato ADRS, tenemos que determinar la correspondencia de cada punto del sistema MDOF en función del desplazamiento superior y el cortante basal a un punto en función de la aceleración y desplazamiento del espectro de capacidad, con las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad \text{Ec. 3.21}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{sup}}{(Fact P_1)\phi_{sup.1}} \quad \text{Ec. 3.22}$$

Donde: (los factores corresponden al primer modo de vibración)

V : Cortante Basal.

W : Peso propio del edificio, cargas vivas

Δ_{sup} : Desplazamiento superior

S_a : Aceleración Espectral para el espectro de capacidad.

S_d : Desplazamiento Espectral para el espectro de capacidad.

Paso 5: Calcular el desplazamiento objetivo:

El desplazamiento objetivo corresponde a la demanda de desplazamiento en el centro de masa del nivel superior, para cada una de las 2 direcciones, considerando el valor mayor en el análisis pushover.

Dicho desplazamiento usa el período secante como período lineal efectivo que ocurre en la intersección de la curva de capacidad de la estructura y una curva de demanda modificada para el amortiguamiento efectivo (Modified Acceleration Displacement Response Spectrum, MADRS)

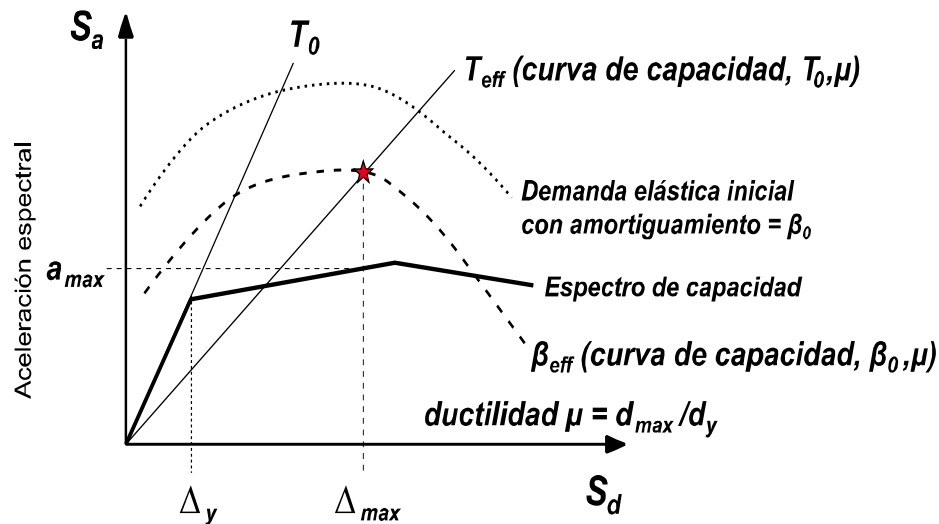


Figura 3.9: Espectro de respuesta de aceleración, del método FEMA 440

Fuente: Adaptado de FEMA 440, 2005

Tanto el amortiguamiento efectivo como el período efectivo están en función de la demanda de ductilidad, lo que implica que se realice un proceso iterativo para el cálculo del desplazamiento objetivo; en donde la intersección del espectro de respuesta con formato ADRS que corresponde a la curva de demanda inicial, con la curva de capacidad (pushover) también con formato ADRS, nos da el punto de desempeño. .

Para determinar dicho punto, de acuerdo a los lineamientos del FEMA440 procedimiento B, elegimos un punto de desempeño inicial, basado en el desplazamiento y aceleración máxima, la selección puede realizarse mediante la aproximación de desplazamientos.

Posteriormente se bilineariza el espectro de capacidad respecto a este punto inicial, de acuerdo a los procedimientos del ATC-40. Con esto definimos el período inicial, T_0 , el desplazamiento de fluencia, Δ_y , y la aceleración de cedencia, a_y . Los parámetros pueden variar debido a diferentes valores de a_{pi} y d_{pi} .

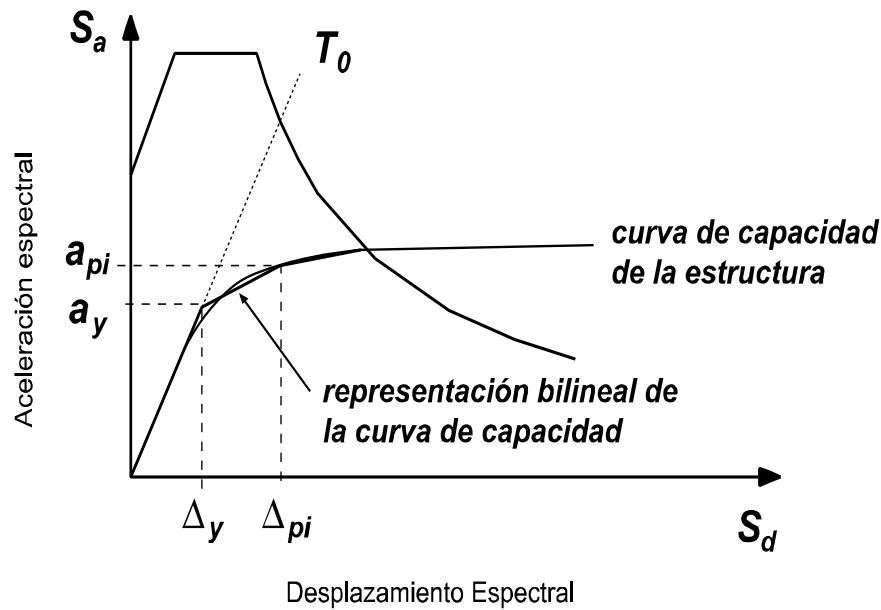


Figura 3.10: Representación Bilineal del espectro de capacidad.

Fuente: FEMA 440, 2005

Paso 6: Determinar la rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ :

Estos valores son determinados para la representación bilineal, los cuales nos permitirán el cálculo del amortiguamiento efectivo y el período efectivo.

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{\Delta_{pi} - \Delta_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{\Delta_y} \right)} \quad \text{Ec. 3.23}$$

$$\mu = \frac{\Delta_{pi}}{\Delta_y} \quad \text{Ec.3.24}$$

Donde:

a_{pi} : Aceleración máxima

Δ_{pi} : Desplazamiento máximo

a_y : Aceleración de cedencia

Δ_y : Desplazamiento de fluencia

Paso 7: Calculo de la amortiguacion efectiva β_{eff}

Para $\mu < 4$

$$\beta_{eff} = A (\mu - 1)^2 - B (\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad \text{Ec. 3.25}$$

Para $4 \leq \mu \leq 6.5$

$$\beta_{eff} = C + D (\mu - 1) + \beta_0 \quad \text{Ec. 3.26}$$

Para $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_0 \quad \text{Ec. 3.27}$$

Donde: (los factores corresponden al primer modo de vibración)

μ : Ductilidad.

β_0 : Amortiguamiento viscoso inicial.

T_o : Período fundametal en la dirección estudiada.

T_{eff} : Período efectivo.

Los valores de los coeficientes se los tomara de acuerdo a las directrices de la siguiente tabla:

Coeficientes para las Ecuaciones de Amortiguamiento Efectivo							
Modelo	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilineal Histerético	0,00	3,20	-0,66	11,00	0,12	19,00	0,73
Bilineal Histerético	2,00	3,30	-0,64	9,40	1,10	19,00	0,42
Bilineal Histerético	5,00	4,20	-0,83	10,00	1,60	22,00	0,40
Bilineal Histerético	10,00	5,10	-1,10	12,00	1,60	24,00	0,36
Bilineal Histerético	20,00	4,60	-0,99	12,00	1,10	25,00	0,37
Degradación de Rigidez	0,00	5,10	-1,10	12,00	1,40	20,00	0,62
Degradación de Rigidez	2,00	5,30	-1,20	11,00	1,60	20,00	0,51
Degradación de Rigidez	5,00	5,60	-1,30	10,00	1,80	20,00	0,38
Degradación de Rigidez	10,00	5,30	-1,20	9,20	1,90	21,00	0,37
Degradación de Rigidez	20,00	4,60	-1,00	9,60	1,30	23,00	0,34

Tabla 3.1: Coeficientes para las ecuaciones del amortiguamiento efectivo

Fuente: FEMA 440, 2005

La función efectiva de amortiguamiento, la ductilidad está definida por las ecuaciones previas, note que la función depende del amortiguamiento viscoso inicial β_0 .

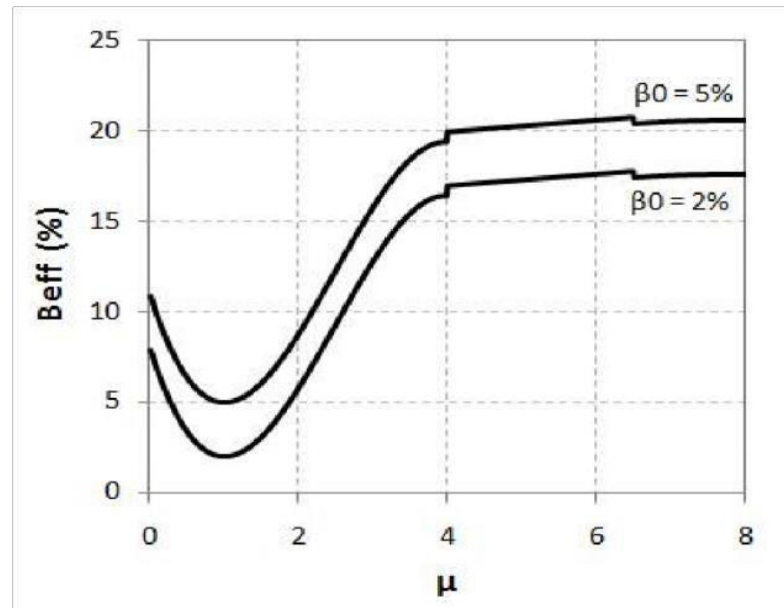


Figura 3.11: Amortiguamiento efectivo en función de la ductilidad y el amortiguamiento viscoso

Fuente: Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectra.

Paso 8: Período efectivo T_{eff}

Para $\mu < 4$

$$T_{eff} = [G (\mu - 1)^2 - H (\mu - 1)^3 + 1] T_0 \quad \text{Ec. 3.28}$$

Para $4 \leq \mu \leq 6.5$

$$T_{eff} = [I + J (\mu - 1) + 1] T_0 \quad \text{Ec. 3.29}$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad \text{Ec. 3.30}$$

Los valores de los coeficientes se los tomara de acuerdo a las directrices de la siguiente tabla:

Coeficientes para las ecuaciones del Período Efectivo							
Modelo	α (%)	G	H	I	J	K	L
Bilineal Histerético	0,00	0,11	-0,02	0,27	0,09	0,57	0,00
Bilineal Histerético	2,00	0,10	-0,01	0,17	0,12	0,67	0,02
Bilineal Histerético	5,00	0,11	-0,02	0,09	0,01	0,77	0,05
Bilineal Histerético	10,00	0,13	-0,02	0,27	0,10	0,87	0,10
Bilineal Histerético	20,00	0,10	-0,02	0,17	0,09	0,98	0,20
Degradación de Rigidez	0,00	0,17	-0,03	0,10	0,19	0,85	0,00
Degradación de Rigidez	2,00	0,18	-0,03	0,22	0,16	0,88	0,02
Degradación de Rigidez	5,00	0,18	-0,04	0,15	0,16	0,92	0,05
Degradación de Rigidez	10,00	0,17	-0,03	0,26	0,12	0,97	0,10
Degradación de Rigidez	20,00	0,13	-0,03	0,11	0,11	1,00	0,20

Tabla 3.2: Coeficientes para las ecuaciones del período efectivo

Fuente: FEMA 440, 2005

El periodo efectivo también depende del periodo elástico fundamental inicial T_0 . La efectividad de la función periodo-ductilidad se define por las ecuaciones previas y va en función de dicho valor.

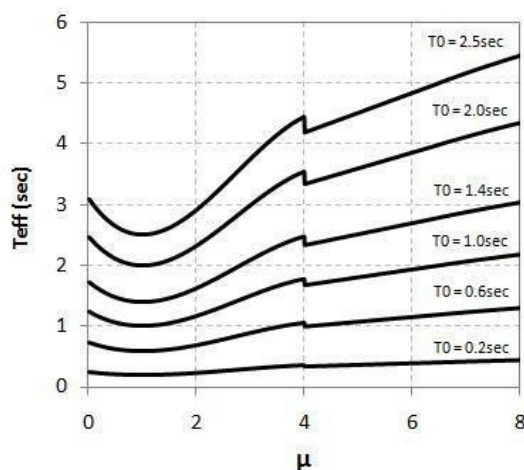


Figura 3.12: Período efectivo en función de la ductilidad

Fuente: Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectra.

La función efectiva período-ductilidad se representa gráficamente en la figura 3.12. Una vez más, estas ecuaciones se aplican a cualquier espectro capacidad independientemente del tipo de modelo de histéresis o valor de rigidez post-elástico.

Paso 9: Determinar el factor de reducción espectral para el amortiguamiento efectivo $B(\beta_{eff})$:

Para ajustar la aceleración espectral en dirección de las ordenadas multiplicamos por el factor $B(\beta_{eff})$, determinado con la siguiente ecuación:

$$(S_e)_\beta = \frac{(S_e)_{5\%}}{B(\beta_{eff})} \quad \text{Ec. 3.31}$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\text{en}\%)} \quad \text{Ec. 3.32}$$

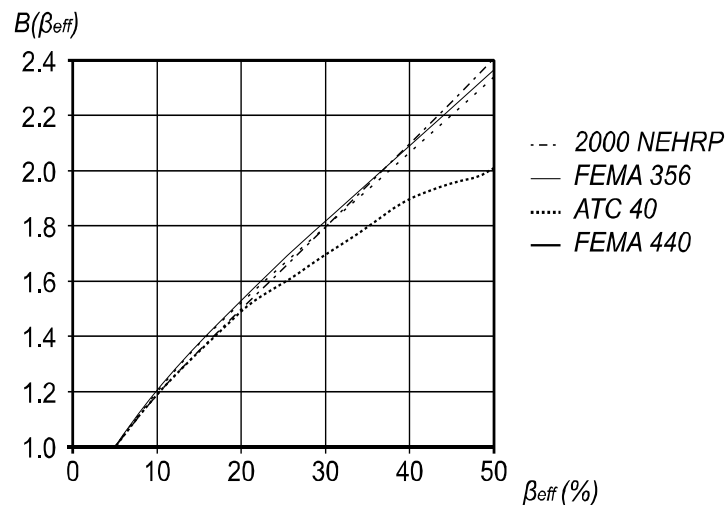


Figura3.13: Factor de reducción espectral B , en función del amortiguamiento efectivo

Fuente: Adaptado de FEMA 440, 2005

Pase 10: Determinar el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS):

Los valores reducidos obtenidos multiplicamos por un nuevo factor M que nos sirve para determinar el espectro de respuesta modificado de aceleración-desplazamiento.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 \quad \text{Ec. 3.33}$$

$$\frac{T_{sec}}{T_0} = \sqrt{\frac{\mu}{1+\alpha(\mu-1)}} \quad \text{Ec. 3.34}$$

Paso 11: Determinar los factores de corrección torsional:

Dicho factor se calcula mediante la relación entre los desplazamientos superiores normalizados obtenidos por el análisis del espectro de respuesta elástico y el análisis pushover. El desplazamiento superior normalizado se obtiene normalizando el valor del desplazamiento en un punto específico respecto al CM, si este valor es < 1.0 , consideramos un valor igual a 1, para evitar la reducción de desplazamientos en el análisis elástico.

Paso 12: Determinación del punto de desempeño

Para la determinación de dicho punto se lo hará de acuerdo a los lineamientos del FEMA 440, procedimiento B.

Este procedimiento define el punto de desempeño como la intersección entre el espectro de capacidad con el MADRS.

Las estimaciones de la aceleración y desplazamiento máximo, viene dado por la intersección entre la curva de capacidad de la estructura y la MADRS.

Multiplicamos la cantidad en estudio por un lugar específico por el factor de corrección torsional y comparamos el desplazamiento máximo con el impuesto inicialmente, y se verifica que tenga una tolerancia aceptable, el punto de desempeño viene dado por las coordenadas correspondientes a (a_i, d_i) .

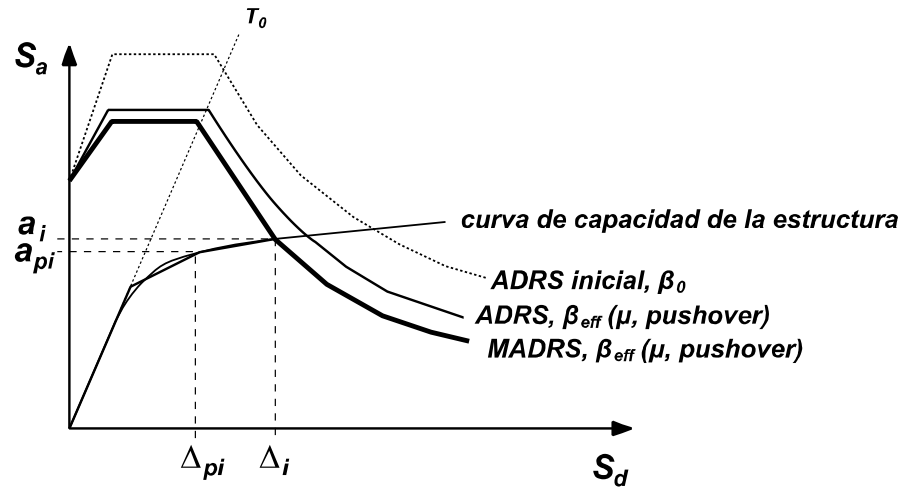


Figura 3.14: Determinación del desplazamiento máximo usando la intersección del espectro de capacidad con el MADRS (Procedimiento B)

Fuente: Adaptado de FEMA 440, 2005

3.2.4.3. PUSHOVER 3D

Este nuevo procedimiento desarrollado por Bhatt, 2011, toma las mejores características de métodos estáticos no lineales, obteniéndose resultados muy próximos a los de TH, siendo los mismos conservadores para el análisis de la estructura. Este procedimiento combina los elementos del diseño basado en desplazamiento directo y CSM, que utiliza un desplazamiento pushover adaptativo, llamándose así método del espectro de capacidad adaptativo (ACSM), los incrementos de los desplazamientos laterales son a base de cada una de las propiedades de resistencia, considerando la degradación que sufre la estructura al disipar la energía mediante deformaciones plásticas. Este método toma en consideración la respuesta estructural para los modos de vibración altos o de post-degradación de la rigidez, siendo el mismo el daño progresivo de la estructura a lo largo de un período.

La aproximación del método a los resultados de TH, son mejores que ACSM, aunque siempre mejores a un lado conservador de la estructura, además se verifica que el método presenta mejores resultados del análisis de plantas suaves o cimentación en suelo blando

REQUERIMIENTOS DEL MÉTODO

- a) El método utiliza un procedimiento de desplazamiento adaptativo pushover (DAP); el cual consiste en un conjunto de desplazamientos laterales que se cargan a la estructura de análisis.
- b) Para definir la curva de capacidad de un grado de libertad SDOF, el procedimiento calcula el desplazamiento estructural en un SDOF equivalente basado en el patrón deformado inicial. Este concepto puede ser útil en el caso 3D.
- c) El cálculo del desplazamiento objetivo se realiza mediante el algoritmo iterativo propuesto en FEMA440 para el cálculo del período eficaz, amortiguación, factor de reducción y los nuevos MADRS.
- d) Con el fin de tener en cuenta los efectos de torsión, el nuevo procedimiento Pushover 3D utiliza factores de corrección, como se propone en el método N2 extendido.

PROCEDIMIENTO

Paso 1: Realice un modelo base de desplazamiento adaptativo pushover (DAP).

El primer paso del procedimiento consiste en el desarrollo de un modelo no lineal 3D del edificio, en el que el comportamiento monotónico no lineal de los materiales está perfectamente definido. Para esto, se puede adoptar una estrategia de consideraciones que se le atribuyen a la estructura. Para este modelo y en el caso de estructuras de hormigón armado, uno tiene que definir la geometría de la sección y la cantidad de refuerzo longitudinal con el fin de calcular correctamente las relaciones no lineales de sección. También es necesario estimar la masa soportada por cada unión viga-columna y viga-viga, en cada nivel de piso.

Posteriormente, se debe realizar una modelo base de desplazamiento adaptativo pushover (DAP) en el modelo 3D definido. El modelo se realiza por separado en cada dirección X e Y, con signo + y - en el sentido en cada dirección, resultando en cuatro análisis por edificación.

Paso 2: Caracterización del SDOF equivalente

En esta etapa, la caracterización de la curva de capacidad adaptativa en el sistema SDOF se calcula paso a paso a partir del análisis DAP realizado en el paso 1 del procedimiento. Esta transformación fue propuesta por Casarotti y Pinho en 2007, y se basa en el principio de sustituto estructural análogo que también fue derivado utilizando el principio de igual trabajo desarrollado.

La curva SDOF adaptativa se obtiene paso a paso, según las ecuaciones:

$$\Delta_{sys,k} = \frac{\sum m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum m_i \Delta_{i,k}} \quad \text{Ec. 3.35}$$

$$S_{a-cap,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sys,k} g} \quad \text{Ec. 3.36}$$

$$M_{sys,k} = \frac{\sum m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_{sys,k}} \quad \text{Ec. 3.37}$$

El procedimiento descrito en este paso tiene que ser repetido para los cuatro DAP realizados en el paso 1 (curvas obtenidas en las direcciones X e Y, en ambos sentidos positivo y negativo). Por lo tanto, se obtiene cuatro curvas de capacidad adaptativa equivalentes SDOF.

Paso 3: Cálculo del desplazamiento objetivo

En este paso, el desplazamiento objetivo de la SDOF equivalente se calcula por la intersección de la curva de la capacidad adaptativa obtenida en el paso 2 con el espectro de respuesta elástica reducida (en el formato aceleración - desplazamiento) correspondiente a la acción sísmica considerada.

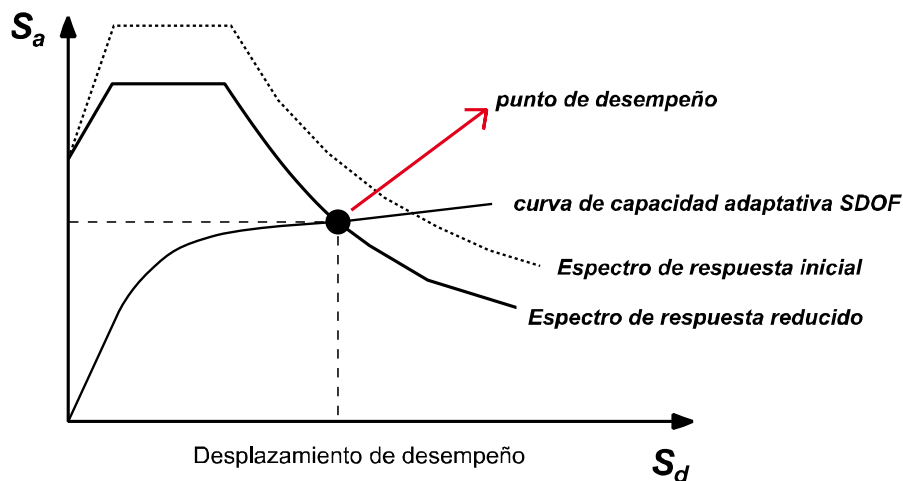


Figura 3.15: Cálculo del punto de desempeño y el desplazamiento objetivo de sistema SDOF.

Fuente: Adaptado de Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. Earthquake Spectra.

El punto de intersección se llama punto de desempeño, correspondiente a la aceleración inelástica y el desplazamiento objetivo de la curva SDOF equivalente.

Tenga en cuenta que, en este trabajo la demanda se define por un espectro sísmico real en lugar de un espectro de diseño suavizado. Por lo tanto, se puede obtener más de una intersección con la curva de capacidad. El punto de intersección elegido fue el correspondiente a la deformación más grande.

Como se mencionó anteriormente, el espectro de respuesta elástico se reduce usando factores que dependen de la amortiguación eficaz. Su formulación se basa en las propuestas recomendadas en el FEMA440 presentado en el año 2005.

Paso 4: Determinar el amortiguamiento y período efectivo.

Se realiza de igual manera como en el método CSM-FEMA 440 Extendido, (ver paso No.7 y 8)

Paso 5: Factor de reducción espectral para amortiguamiento efectivo

El factor de reducción espectral es una función del amortiguamiento efectivo y se llama el coeficiente de amortiguación, $B(\beta_{eff})$ y se calcula usando la ecuación:

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(in\%)}$$

De acuerdo a la figura 3.13, nótese que, la curva correspondiente a un amortiguamiento viscoso $\beta_0 = 2\%$ empieza en $\beta_{eff} = 2\%$, y el correspondiente a $\beta_0 = 5\%$ empieza en $\beta_{eff} = 5\%$, a partir de $\beta_{eff} = 5\%$ ambas curvas coinciden.

El factor de amortiguamiento viscoso se utiliza para ajustar ordenadas de aceleración espectral con la ecuación:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})}$$

Paso 6: Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS)

Después de reducir el ADRS inicial utilizando el factor $B(\beta_{eff})$ como se describe, se debe multiplicar las ordenadas de aceleración (es decir, no las

ordenadas de desplazamiento) de las nuevas ADRS reducido por el factor de modificación, M . Este factor se determina utilizando el período efectivo calculado, T_{eff} , como se muestra en las siguientes ecuaciones como se muestra a continuación con el fin de calcular el MADRS.

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2$$

$$\frac{T_{sec}}{T_0} = \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1)}}$$

Donde α es la rigidez post-elástica y μ la ductilidad donde:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

La función que describe el factor de modificación M y el nivel de ductilidad μ se grafica como sigue:

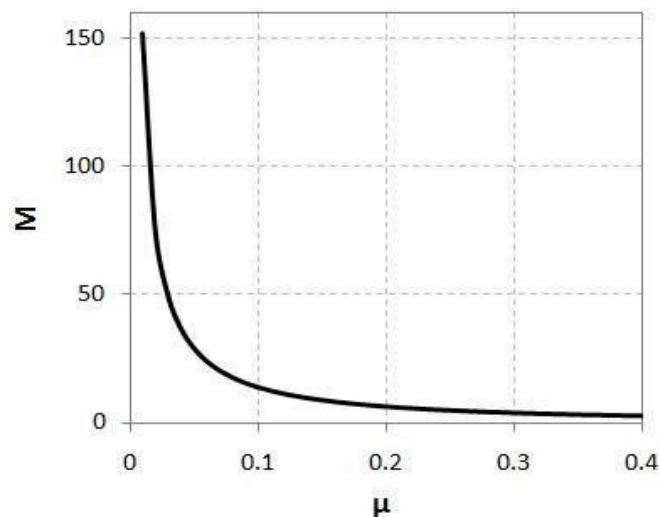


Figura 3.16: Gráfica de la curva entre el factor de modificación M y la ductilidad μ

Fuente: Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings. *Earthquake Spectra*.

En esta etapa, el desplazamiento objetivo se calcula mediante un proceso iterativo descrito como sigue:

- a) Considere un valor inicial para la ductilidad μ ;
- b) Calcular el periodo efectivo
- c) Calcular el amortiguamiento.
- d) Calcular el factor de reducción B , que debe aplicarse al espectro inicial de respuesta elástica aceleración-desplazamiento (ADRS).
- e) Se calcula el factor de modificación M .
- f) Multiplicar las aceleraciones espectrales del ADRS reducidos en d) por el factor de modificación M , con el fin de obtener el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS);
- g) Intersecar el SDOF curva adaptativa de capacidad con el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS). El punto de intersección se llama el punto de rendimiento. La abscisa de este punto corresponde a un primer ensayo del desplazamiento objetivo.
- h) Divida la curva del SDOF curva adaptativa de capacidad en el punto de rendimiento calculado en g);
- i) Calcular la ductilidad μ como la relación entre el desplazamiento objetivo (calculado en g)) y el desplazamiento correspondiente al punto de la curva bilineal calculado en h) rendimiento.
- j) Si la ductilidad μ calculado en i) está cerca de la prueba inicial definida en a) – y se encuentra dentro de un intervalo de error de 5% - el proceso termina y el desplazamiento objetivo del sistema SDOF es el calculado en g). De lo contrario, el ciclo se debe repetir. Por lo tanto, se debe volver a a) usando la ductilidad μ , el valor calculado en i) del ciclo anterior. Este procedimiento debe repetirse hasta que se alcanza la convergencia del valor de ductilidad μ .

El procedimiento descrito anteriormente se debe repetir para cada una de las curvas de capacidad adaptativa SDOF definidos en el paso 2 (curvas obtenidas para las direcciones X e Y, en ambos sentidos positivo y negativo). Por lo tanto, dos desplazamientos objetivo en la dirección X (positivo y

negativo), así como dos desplazamientos objetivo en la dirección Y (positivo y negativo) sentidos. El desplazamiento objetivo elegido en cada dirección debe ser el mayor entre el positivo y el negativo.

Paso 7: Determinación del MDOF, parámetros de respuesta en correspondencia con el punto de rendimiento (convertida de SDOF a MDOF)

Para el cálculo de la respuesta estructural en cada dirección, se debe comprobar con el siguiente paso k de la curva SDOF correspondiente al desplazamiento objetivo calculada en el paso 3, y en el mismo paso k la curva MDOF pushover a fin de tener el desplazamiento en el centro de la masa de la cubierta. Para ese nivel de desplazamiento, tomar los parámetros de respuesta del edificio.

Ejemplo: Si el desplazamiento objetivo de la SDOF en la dirección X calculada en el paso 3 se corresponde con el análisis de DAP a lo largo del sentido +, entonces:

- a) Uno debe definir el paso k de la curva de capacidad SDOF correspondiente a este desplazamiento objetivo;
- b) Uno debe volver al paso k del análisis DAP a lo largo de la dirección X en el sentido +, y tomar el desplazamiento en el centro de masa de la cubierta;
- c) Para el desplazamiento calculado en b), tomar los parámetros de respuesta del edificio.

Los resultados finales en ambas direcciones de la estructura se combinan en el extremo usando la regla SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados).

Paso 8: Cálculo de los factores de corrección de torsión

En este paso se realiza un análisis lineal espectro de respuesta del modelo matemático 3D, la aplicación de la excitación en ambas direcciones y la combinación de ellos usando la regla SRSS. En este análisis, los materiales que constituyen el edificio tienen un comportamiento elástico, y el espectro de respuesta utilizado es el elástico.

Los factores de corrección de torsión se determinan calculando la relación entre el desplazamiento superior normalizado (en el último piso), obtenido a partir del análisis del espectro de respuesta lineal y desde el análisis pushover (pasos 1, 2, y 3 de este procedimiento). Los máximos desplazamientos estándar se obtienen normalizando el desplazamiento en un lugar determinado de la cubierta con respecto a los que están en el centro de masa de la cubierta. Si el desplazamiento superior normalizado obtenido a partir del análisis del espectro de respuesta lineal es menor que 1,0, se debe considerar igual a 1,0 con el fin de evitar cualquier reducción de los desplazamientos debidos a la torsión proporcionada por el presente análisis elástico. Tenga en cuenta que, cada lugar tiene un factor de corrección de torsión de la dirección X y otra para la dirección y.

Paso 9: Rendimiento estructural final

Multiplicar la cantidad sometida a análisis en un elemento, para una cierta ubicación en planta, por el factor de corrección de torsión calculado para esa ubicación.

El método se diferencia principalmente por la consideración de los desplazamientos de la estructura en cambio con la aplicación de un patrón de fuerzas laterales como se realiza en el método CSM-FEMA440, la modificación del dicho patrón de desplazamientos permite la evaluación y adaptación de este, hasta una convergencia con el parámetro de ductilidad de la estructura, caso contrario con la aplicación de fuerzas laterales que amplifica las mismas en función de la masa de cada piso.

CAPÍTULO 4: EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS

4.1. ANÁLISIS CRÍTICO-TEÓRICO DE LOS MÉTODOS ESTÁTICOS NO LINEALES

Previo a establecer un análisis crítico de los métodos, se presenta a continuación una tabla con el resumen de las disposiciones de cada método:

	N2 EXTENDIDO	CSM-FEMA 440 EXTENDIDO	PUSHOVER 3D
Vector de carga lateral	El patrón de carga lateral es proporcional a la forma del primer modo de vibración y a una carga uniforme	El patrón de carga lateral es proporcional a la forma del primer modo de vibración	El patrón de carga lateral es en base a desplazamientos adaptativos
Tipo de análisis PUSHOVER	Mediante la aplicación de la fuerza convencional en cada dirección, la carga incremental mantiene un mismo patrón		Mediante un desplazamiento Adaptativo
Curva de Capacidad	Se basa en la relación entre el cortante basal y el desplazamiento de un nodo de control, que corresponde al centro de masa del piso superior		La curva de capacidad es determinada en base a la relación entre el cortante basal vs el desplazamiento en cada uno de los nodos
Curva de demanda	Se realiza en base a un espectro reducido, tomando en cuenta la ductilidad inelástica	Se realiza en base a un espectro reducido, tomando en cuenta la amortiguación viscosa elástica.	
Corrección torsional	Se la realiza multiplicando los factores de corrección, (desplazamientos superiores normalizados del análisis de respuesta elástico/ desplazamientos del análisis pushover), a la curva de capacidad pushover.		

Tabla 4.1: Resumen de los métodos N2 Extendido, CSM-FEMA 440 Extendido y Pushover 3D.

De los métodos presentados, se tiene resultados similares entre el CSM-FEMA440 Extendido y el PUSHOVER 3D, los cuales presentan una similitud a la curva de análisis dinámico tiempo-historia; por otro lado, el método N2 Extendido presenta resultados que sobrestiman la demanda sísmica en la estructura, siendo los mismos conservadores, aún más en la zona inelástica. De acuerdo con el creador del método N2 Extendido, Fajfar, el método no da buenos resultados en la zona de comportamiento elástico, ya que en algunas ocasiones da valores que subestiman la demanda sísmica, aun así, de forma general se presenta valores por el lado conservador, más aún en la zona inelástica.

En términos del mejor método considerando su aproximación a la curva de análisis dinámico tiempo-historia, el mejor método sería el PUSHOVER 3D, ya que su procedimiento adaptativo basado en desplazamientos, está en función de la ductilidad de la estructura, lo cual permite dar resultados con mayor aproximación al análisis tiempo-historia, no así en el método ACSM, el cual, a pesar de utilizar el mismo procedimiento adaptativo, los factores de reducción que se manejan dentro de dicho método alejan el resultado y alargan el método; por otro lado, el método CSM-FEMA440 Extendido se maneja un patrón de cargas laterales y con los factores de reducción en algunas ocasiones dan resultados que subestiman la demanda sísmica.

Los tres métodos consideran el factor de torsión para el análisis. En cuestión de tiempo, el empleo para el diseño sísmico de las edificaciones se constata que el N2 Extendido es el más óptimo, por lo que no lleva consigo el proceso iterativo para seleccionar el punto de desempeño del espectro de capacidad.

El PUSHOVER 3D es el único método que considera los modos de vibración altos por el DAP, sin embargo, el procedimiento iterativo lo hace demorado, lo cual comparando con el CSM-FEMA440 Extendido, dicha cantidad de tiempo que se invierte en el desarrollo del método no presenta resultados que lo amerite. En contraste, el método N2 Extendido presenta valores conservadores, lo cual para diseño constructivo puede ser empleado para asegurar que la estructura responde de forma correcta a la demanda sísmica.

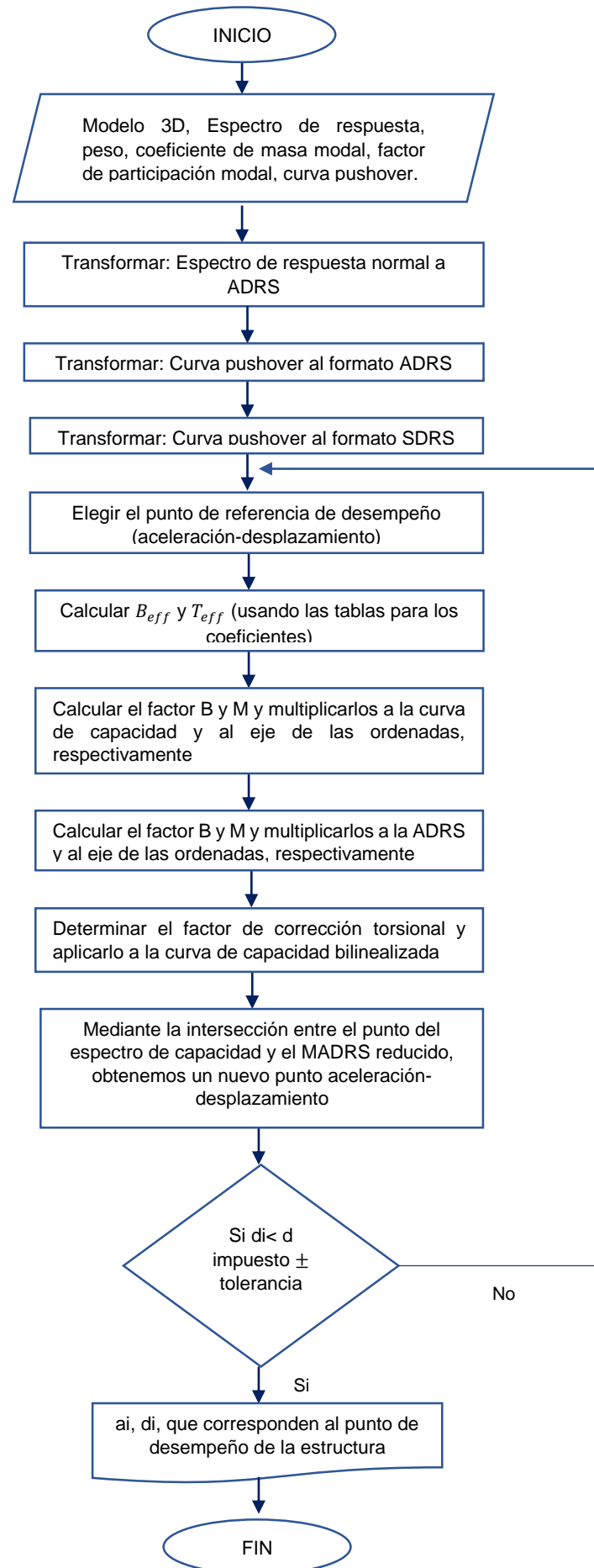
En la ciudad de Cuenca, la mayor cantidad de edificaciones están entre los 2 y 4 pisos de elevación, y el método que presentó mejores resultados es el CSM-FEMA440 Extendido y con procedimientos más sencillos, cabe recalcar que la modificación de los factores de amortiguamiento, periodo, y torsión son los más importante en dicho análisis, ya que si no se les da el énfasis que se necesita pueden afectar los resultados y dar valores que subestimen la demanda sísmica.

El método PUSHOVER 3D es recomendable para edificios en los cuales se presente más modos de vibración, siendo estos de mayor altura (mayor a 5 pisos generalmente), ya que considera la degradación de la ductilidad de los elementos de la estructura en los siguientes modos de vibración, y permite la aproximación adecuada a la curva de análisis tiempo-historia.

4.2. RESUMEN DE LA METODOLOGÍA PARA LA APLICACIÓN EN LA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS PARA LA CIUDAD DE CUENCA.

De acuerdo con las disposiciones de las estructuras de HA en estudio representativas de la ciudad de Cuenca, se opta por la implementación del método CSM-FEMA 440 Extendido, como el método más eficiente y rápido a desarrollarse.

La metodología apta escogida, puede presentarse para más concretamente mediante un diagrama de flujo, como se muestra a continuación:



4.3. JUSTIFICACIÓN DE LA METODOLOGÍA ESCOGIDA

La metodología escogida para aplicar a los edificios de hormigón armado de la ciudad de Cuenca es justificada primeramente en que el método tiene una aproximación al análisis dinámico tiempo-historia, para la mayor cantidad de edificaciones de HA de la ciudad, siendo estas de 2 a 4 pisos de elevación, este método tiene más validación por haber sido aplicado en más casos de estudios por distintos autores, lo que no sucede con el N2 Extendido, que a pesar de tener buenos resultados según los autores que lo mencionan, no posee un registro variado de aplicabilidad.

Cabe mencionar que el método PUSHOVER 3D es el más preciso, por la utilización de DAP, que incorpora los distintos modos de vibración, los cuales son relevantes generalmente para edificios de gran altura, sin embargo, al tener edificios de máximo 5 pisos en estudio, la utilización del método no amerita el tiempo que se emplea para el análisis, ya que el método CSM-FEMA440 Extendido presenta valores similares en dicho rango al método PUSHOVER 3D, con la diferencia que su análisis demanda menos tiempo por su procedimiento de consideración de fuerzas laterales en la estructura.

En todos los aspectos como: perfiles laterales de desplazamiento, derivas inter-piso, rotación de acordes, radios de desplazamiento superior, desplazamientos superiores normalizados, los métodos CSM-FEMA440 Extendido y el PUSHOVER 3D dan resultados similares para el rango de elevación de las edificaciones en la ciudad, demandando menos esfuerzos y tiempo para análisis el CSM-FEMA440 Extendido.

A comparación del N2 Extendido con el CSM-FEMA 440 Extendido ha sido probado y utilizado por más profesionales como herramienta de análisis sísmico, demostrando buenos resultados en sus análisis, mientras que el N2 Extendido, si bien es un método preciso y con menos demanda de cálculos, no ha tenido suficientes estudios como para considerar la validez de sus resultados.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- De la muestra del universo de edificaciones analizadas, todas presentaron una excentricidad tanto en el eje X como en el eje Y conjuntamente. Lo cual implica que el 100% de las estructuras con bajo grado de asimetría presentan torsión en planta. Éstas tienen una excentricidad que no supera, en la mayoría de los casos, el 5% de excentricidad accidental propuesto por la NEC para la evaluación sísmica. Se concluye que la normativa es conservadora con respecto al potencial de torsión en planta para edificaciones con bajo grado de asimetría.
- La irregularidad en planta no ocurre únicamente en base a la geometría de la estructura, sino también a la disposición de los elementos estructurales por zonas como escaleras, ascensores, etc.; Por lo que es de esperarse que estructuras aparentemente simétricas, presenten un potencial de torsión en planta por una distribución variable de los elementos estructurales, siendo las edificaciones más evidentes aquellas que tienen muros estructurales a un lado de su configuración en planta.
- El potencial de la torsión en planta es determinado mediante la excentricidad, cuando el CM y CR no coinciden, provocando un comportamiento que amplifica los esfuerzos de los elementos estructurales más alejados del centro de rigidez, lo cual genera una probabilidad de colapso mayor frente a una acción sísmica
- Las normativas de construcción penalizan a las estructuras mediante coeficientes que incrementan el valor del cortante basal; esto supone dar mayor resistencia a la estructura en el análisis; la penalidad es

aplicada en base a la geometría de la estructura y no consideran un límite de irregularidad.

- En lo que concierne a la torsión accidental, debo indicar que luego de revisada la NEC, se ha encontrado un vacío o una omisión del numeral 6.4.2, que de acuerdo con la tabla 13: Coeficientes de Irregularidad en planta, define a la torsión accidental según el numeral antes indicado.
- El número de pisos tiene gran participación al momento de definir la metodología a emplearse en el análisis, ya que estas metodologías se basan en el período de vibración que depende del número de pisos, determinado de acuerdo con la masa y rigidez del edificio.
- Los modos de vibración superiores son más significantes a partir de los 5 pisos, por lo que, para las estructuras en estudio, el primer modo fundamental de vibración es el que rige la actuación sísmica.
- De acuerdo con los resultados presentados por diferentes autores el método CSM-FEMA 440 Extendido da resultados similares a los determinados por un análisis dinámico TH, tanto para la dirección X como para la dirección Y, da buenos resultados para intensidades de 0.1g a 0.3g, en lo referente a desplazamientos laterales; Para el borde flexible el método captura con precisión las amplificaciones de los desplazamientos debidos a la torsión,
- De acuerdo con los resultados presentados por Bhatt. cuando existe un alto grado de inelasticidad en el borde flexible el método convencional CSM FEMA 440 da mejores resultados que el extendido para intensidades de 0.2 en adelante; Mientras que para derivas inter-piso en método extendido da mejores resultados para intensidad menores a 0.2g. Para lo referente a rotaciones de acordes el método extendido conduce a valores mas similares a los de TH tanto en dirección X como en Y para intensidades de 0.1g a 0.3g.

- El método CSM-FEMA 440 Extendido no considera ningún efecto positivo debido a la torsión, por lo que se convierte en un criterio seguro al momento del diseño sísmico, dando resultados muy precisos o respuestas conservadoras.
- Todos los métodos estudiados, utilizan el mismo concepto para considerar la torsión en planta, lo que difiere en ellos principalmente es: la base de aplicación del análisis pushover, y las consideraciones para el espectro de respuesta reducido; Por ejemplo, el CSM-FEMA 440 Extendido y el Pushover 3D modifican los factores de participación del amortiguamiento de la estructura, además de la reducción espectral del sismo que se aplica en el estudio.

5.2. RECOMENDACIONES

- Para validar el método al momento de la modelación, se recomienda comparar dicho método con un análisis TH; lo que permitirá emitir conclusiones propias respecto al comportamiento del método en el sector de evaluación sísmica. Para dicho análisis se puede determinar modelos prototipos de las estructuras, de acuerdo con los parámetros estructurales definidos en este trabajo de titulación, dichas estructuras serán representativas de las edificaciones de HA de la ciudad de Cuenca.
- Los parámetros que miden el potencial de torsión en planta pueden ser determinados por métodos experimentales, los valores dados por los métodos analíticos pueden compararse con los valores experimentales y establecer una relación de concordancia, para determinar si los datos experimentales se encuentran dentro del rango de tolerancia que se determinan en el método analítico.
- Se recomienda la consideración del método PUSHOVER 3D para la evaluación y diseño de edificios que superen los 8 pisos de altura, los



valores que se desprenden del método, tienen mayor precisión y amerita su uso en el análisis de una edificación de dichas dimensiones y valor económico que se asume de la misma.

- Respecto a las construcciones, se recomienda el control por parte del departamento de Control Urbano en la aprobación de edificaciones con evidente desplazamiento del centro de rigidez con el centro de masa, el cual se ve reflejado en la configuración de los elementos estructurales en planta, observando mayor densidad de elementos verticales a un solo lado, como el caso de muros estructurales.
- Respecto a la tipología se recomienda para la ciudad el uso de sistemas aporticados, en la última década se observó que la mayor parte de las edificaciones tienen dicho sistema, se puede asumir que el mencionado hecho es resultado de los análisis de edificaciones que colapsaron en sismos de años pasados.
- En referencia a planos arquitectónicos, se recomienda el análisis profundo en edificaciones que no tienen sus respectivos elementos estructurales verticales desde la cimentación hasta el techo, se observó la eliminación de columnas en algunos pisos con la finalidad de unificación de ambientes, lo cual al sistema estructural afecta desplazando su centro de rigidez, lo cual amplifica el potencial de torsión.

BIBLIOGRAFIA

ACI 318S. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*

Aguiar, R. & Vallejo, S. & Salazar, G. & Herrera, W. & Toscano, R & Chiluiza, C. & Rodríguez, G, & Carrera, M. (2015). *Centro de resistencia en edificios de hormigón armado.*

ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures.* Reston, Virginia: Structural Engineering Institute.

Ayora, J. (1999). *Estudio de vulnerabilidad sísmica de la ciudad de Cuenca.* Universidad de Cuenca.

Barbat, H. & Oller, S & Vielma, J. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02.*

Bento, R. (2014). *A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings.* University of Lisbon.

Bhatt, C., Bento R. Assessing the Seismic Response of Existing RC Buildings Using the Extended N2 Method. *Bulletin of Earthquake Engineering.* 2011, Vol. 9(4), pp.1183-1201.

Bhatt, Carlos & Bento, Rita. (2014). *A 3D Pushover Methodology for Seismic Assessment of Plan Asymmetric Buildings.* Earthquake Spectra.

Stafford Smith, B & Vézina, S (1987). *Evaluación de centros de torsión*

De Almeida C. & Bhatt F (2011), «*Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs)- A New 3D Pushover Procedure,* »

E.030. (2016). *Norma Técnica E.030: "Diseño Sismo Resistente".* Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*

Jiménez, J. C. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de la ciudad de Cuenca mediante técnicas de simulación.*

Medina, C & Medina, S. (2017). *Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares*



NEC. (2015). Peligro sísmico diseño sismo resistente

NSR-10. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente Título A*. Bogotá D.C.: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial

Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado*

Paulay R. & Park T., ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO, LIMUSA, 1983.

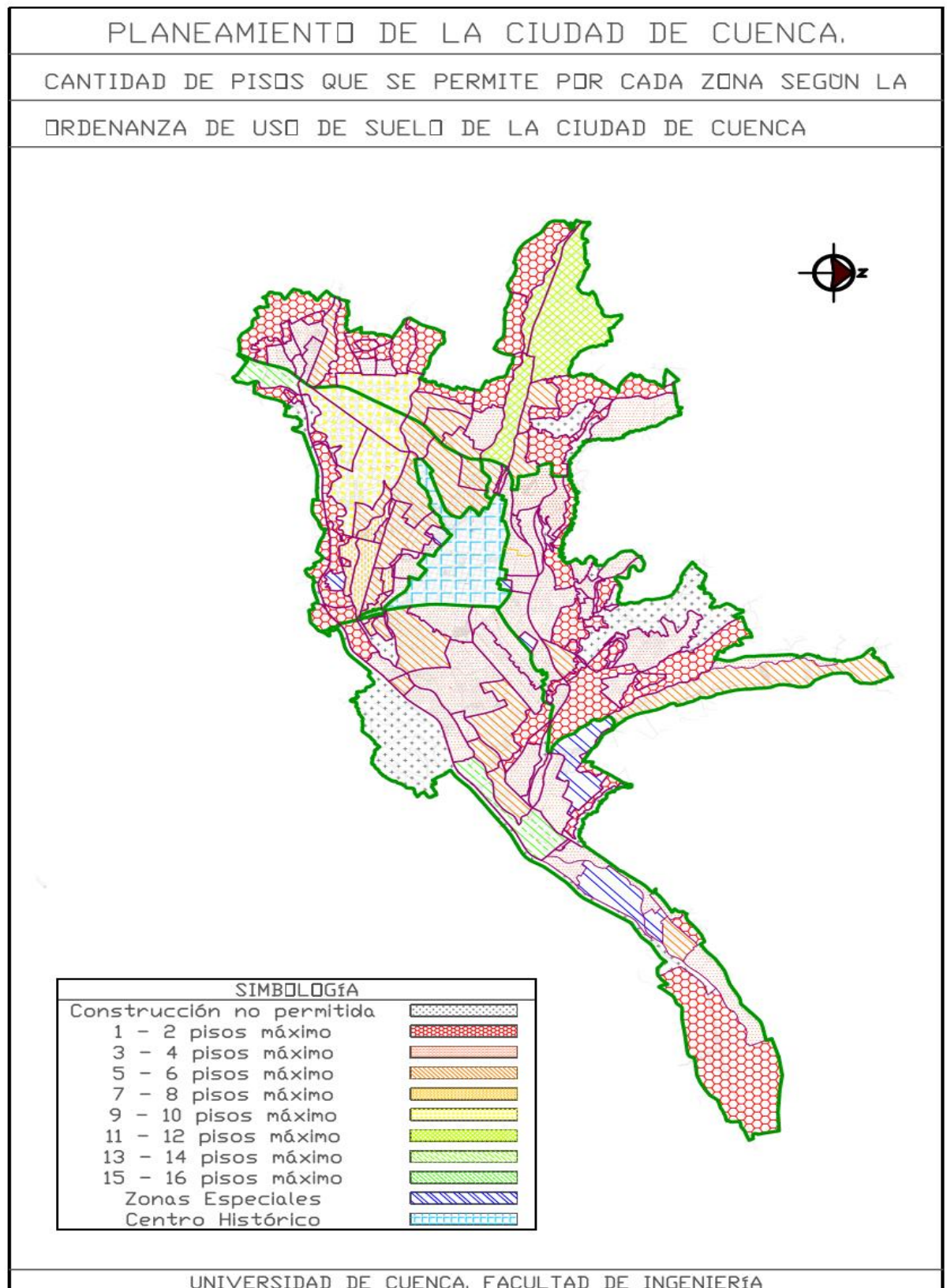
Pinho, R & Antoniou, S. (2004). *Development and verification of a displacement- Based Adaptive Pushover Procedure*

Pinho, Rui & Bento, Rita & Bhatt, C. (2008). *Assessing the 3D Irregular spear building with Nonlinear Static Procedures*

Stefano, M & Pintucchi, B (2010). *Predicting torsion-induced lateral displacements for pushover analysis: influence of torsional system characteristics*. Earthquake Eng Struct Dyn. Doi:10.1002/eqe.1002

CAPÍTULO 6: ANEXOS

6.1. ANEXO 1: PANORAMA CONSTRUCTIVO ACTUAL DE LA CIUDAD DE CUENCA: POR NÚMERO DE PISOS.



6.2. ANEXO 2: TABLAS DE VALORES DE EXCENRICIDADES

CLAVE CATAS- TRAL	ENTRE- PISO	DIA- FRA G-MA	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
0903010021	1 PLANTA	D1	6.5343	13.3308	6.6421	13.0815	0.1078	0.2493
	2 PLANTA	D2	6.5398	12.8842	6.6593	13.1147	0.1195	0.2305
	3 PLANTA	D3	6.5382	12.8777	6.6667	13.1208	0.1285	0.2431
0401020056								
	1 PLANTA	D1	4.2930	8.5530	4.3000	9.9309	0.0070	1.3779
	2 PLANTA	D2	4.2926	8.4855	4.3000	9.8886	0.0074	1.4031
	3 PLANTA	D3	4.2926	8.4855	4.3000	9.8886	0.0074	1.4031
0903035060								
	1 PLANTA	D1	4.8601	13.5145	4.7880	14.0835	0.0721	0.5690
	2 PLANTA	D2	4.8708	13.5286	4.7998	13.8635	0.0710	0.3349
	3 PLANTA	D3	4.9703	14.5243	4.8104	14.2762	0.1599	0.2481
	4 PLANTA	D4	5.0135	17.1491	4.8654	14.5450	0.1481	2.6041
0601129008								
	1 PLANTA	D1	3.8885	4.1537	4.0301	4.0910	0.1416	0.0627
	2 PLANTA	D2	4.9656	4.3361	5.9511	3.5917	0.9855	0.7444
0901084024								
	1 PLANTA	D1	4.5466	7.1387	4.5375	7.4810	0.0091	0.3423
	2 PLANTA	D2	4.5466	7.1387	4.5375	7.4813	0.0091	0.3426
	3 PLANTA	D3	4.5472	7.1152	4.5375	7.4814	0.0097	0.3662

CLAVE CATAS- TRAL	ENTRE- PISO	DIA- FRA G-MA	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
0902049100								
	1 PLANTA	D1	4.9533	6.5864	4.4211	6.5649	0.5322	0.0215
	2 PLANTA	D2	4.9806	6.5854	4.3632	6.5515	0.6174	0.0339
	3 PLANTA	D3	4.9806	6.5854	4.3632	6.5515	0.6174	0.0339
0901043006								
	1 PLANTA	D1	11.0480	7.3318	12.8609	8.4873	1.8129	1.1555
	2 PLANTA	D2	11.0480	7.3318	12.2843	8.2777	1.2363	0.9459
	3 PLANTA	D3	11.0225	7.3198	11.9616	8.0998	0.9391	0.7800
0602003143								
	1 PLANTA	D1	4.5336	7.4113	4.7729	7.5622	0.2393	0.1509
	2 PLANTA	D2	4.5446	7.3624	4.7764	7.3422	0.2318	0.0202
	3 PLANTA	D3	6.1204	3.7172	5.3815	4.9815	0.7389	1.2643
402032029								
	1 PLANTA	D1	5.3612	8.9165	4.4961	9.6547	0.8651	0.7382
	2 PLANTA	D2	4.1291	8.6729	4.4747	9.6507	0.3456	0.9778
	3 PLANTA	D3	4.1266	8.5984	4.4580	9.6245	0.3314	1.0261
	4 PLANTA	D4	4.3192	7.5124	4.5047	9.3307	0.1855	1.8183
0503041063								
	1 PLANTA	D1	9.5479	6.8498	10.1890	7.1394	0.6411	0.2896
	2 PLANTA	D2	9.6402	6.8505	10.5194	7.1269	0.8792	0.2764
	3 PLANTA	D3	12.7623	6.8411	11.4947	7.1871	1.2676	0.3460
0301036002								
	1 PLANTA	D1	2.9897	5.3982	3.1893	5.9512	0.1996	0.5530
	2 PLANTA	D2	3.0035	5.3845	3.1931	5.9589	0.1896	0.5744
	3 PLANTA	D3	3.2838	6.5136	3.3065	6.4249	0.0227	0.0887

CLAVE CATAS- TRAL	ENTRE- PISO	DIA- FRAG- -MA	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
CONDOMI- NIO AMATISTA	1 PLANTA	D1	8.9374	7.1647	7.9295	4.9195	1.0079	2.2452
	2 PLANTA	D2	8.9242	7.1566	7.9548	5.3017	0.9694	1.8549
	3 PLANTA	D3	8.0462	6.3192	7.6598	5.2898	0.3864	1.0294
CONDOMI- NIO BALLARTE	1 PLANTA	D1	15.4257	11.2023	15.4213	11.2021	0.0044	0.0002
	2 PLANTA	D2	17.9780	14.0231	17.9750	14.0225	0.0030	0.0006
	3 PLANTA	D3	16.2972	13.3327	16.2967	13.3314	0.0005	0.0013
	4 PLANTA	D4	16.2755	13.4006	16.2967	13.3314	0.0212	0.0692
VIVIENDA FMLA. BERNAL GUAMÁN	1 PLANTA	D1	4.4174	5.0909	5.1640	5.2457	0.7466	0.1548
	2 PLANTA	D2	2.8782	5.0653	5.2242	5.3315	2.3460	0.2662
	3 PLANTA	D3	1.9431	5.2206	4.4907	5.3224	2.5476	0.1018
	4 PLANTA	D4	2.8367	5.1841	4.3256	5.2741	1.4889	0.0900
0503039018								
	1 PLANTA	D1	17.4172	9.5631	16.9166	8.0820	0.5006	1.4811
	2 PLANTA	D2	17.4092	9.5695	16.8068	8.0862	0.6024	1.4833
	3 PLANTA	D3	17.4092	9.5695	16.8390	8.0834	0.5702	1.4861
	4 PLANTA	D4	17.4222	9.6239	16.9188	8.0761	0.5034	1.5478
VIVIENDA SRA. LIGIA LUCIA OCHOA MENDIETA	1 PLANTA	D1	5.3769	7.3445	5.7408	6.9137	0.3639	0.4308
	2 PLANTA	D2	4.8875	7.9173	5.4967	6.9956	0.6092	0.9217
	3 PLANTA	D3	4.7828	7.9525	5.3266	7.0637	0.5438	0.8888

CLAVE CATAS- TRAL	ENTRE- PISO	DIA- FRA G-MA	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
VIVIENDA SRA.LILIAN VALDIVIESO Y FMLA.	1 PLANTA	D1	3.1287	5.7679	3.1470	5.8863	0.0183	0.1184
	2 PLANTA	D2	3.1434	5.8071	3.1330	5.8922	0.0104	0.0851
	3 PLANTA	D3	3.2359	5.7679	3.1438	5.8879	0.0921	0.1200
0302030017								
	1 PLANTA	D1	9.1618	7.5075	8.6377	7.9840	0.5241	0.4765
	2 PLANTA	D2	10.8191	7.5779	9.9206	7.8389	0.8985	0.2610
	3 PLANTA	D3	10.8694	6.0304	10.5283	7.1806	0.3411	1.1502
	4 PLANTA	D4	7.5968	7.9768	9.9976	7.1110	2.4008	0.8658
VIVIENDA SRA.MARIA PESANTEZ Y FMLA.	1 PLANTA	D1	4.4389	5.1939	4.6343	4.9897	0.1954	0.2042
	2 PLANTA	D2	6.4295	4.8685	5.0721	4.9413	1.3574	0.0728
	3 PLANTA	D3	6.3692	5.1684	5.5877	4.9911	0.7815	0.1773
0905087020								
	1 PLANTA	D1	6.3458	7.9752	7.5380	6.0568	1.1922	1.9184
	2 PLANTA	D2	6.3467	7.4284	7.6213	6.1748	1.2746	1.2536
	3 PLANTA	D3	6.3242	7.4903	7.7764	6.2234	1.4522	1.2669
0402055089								
	1 PLANTA	D1	7.9313	10.9887	7.6428	11.4415	0.2885	0.4528
	2 PLANTA	D2	7.7485	9.8092	7.5176	11.4441	0.2309	1.6349
	3 PLANTA	D3	7.5962	8.0265	7.5972	10.6624	0.0010	2.6359
	4 PLANTA	D4	7.5869	7.9805	7.6667	10.0228	0.0798	2.0423

CLAVE CATAS- TRAL	ENTRE- PISO	DIA- FRA G-MA	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
0403004011								
	1 PLANTA	D1	7.1321	4.8094	7.0243	4.7142	0.1078	0.0952
	2 PLANTA	D2	9.0055	4.2582	8.1547	4.6670	0.8508	0.4088
	3 PLANTA	D3	9.0796	3.0211	8.8408	4.1049	0.2388	1.0838
0301012020								
	1 PLANTA	D1	7.0508	9.0220	7.8364	7.6132	0.7856	1.4088
	2 PLANTA	D2	7.1885	9.2757	7.8549	7.9560	0.6664	1.3197
	3 PLANTA	D3	7.1429	9.3242	7.8541	8.2115	0.7112	1.1127
0903042032								
	1 PLANTA	D1	4.9737	7.1057	5.0785	6.6155	0.1048	0.4902
	2 PLANTA	D2	3.4996	7.1431	4.1973	6.5992	0.6977	0.5439
	3 PLANTA	D3	3.5075	7.1399	3.7098	6.5406	0.2023	0.5993
	4 PLANTA	D4	3.6072	7.9477	3.3951	6.3845	0.2121	1.5632
0903029071								
	1 PLANTA	D1	7.6905	8.8444	8.1907	9.6342	0.5002	0.7898
	2 PLANTA	D2	7.0227	7.2338	7.5076	7.8344	0.4849	0.6006
	3 PLANTA	D3	7.1920	7.1358	7.5110	7.5723	0.3190	0.4365
	4 PLANTA	D4	7.2011	8.8951	7.3001	8.4993	0.0990	0.3958

6.3. ANEXO 3: TABLAS DE VALORES E PROM, E MAX, E MIN.

PREDIOS	E PROM X	E PROM Y	EMAX- X	EMIN- X	EMAX- Y	EMIN -Y	$\frac{EMIN}{EMAX} \cdot 100$	$\frac{EMIN}{EMAX} \cdot 100$
							-X	-Y
0903010021	0.119	0.241	0.129	0.108	0.249	0.230	83.891	92.459
0401020056	0.007	1.395	0.007	0.007	1.403	1.378	94.595	98.204
0903035060	0.113	0.939	0.160	0.071	2.604	0.248	44.403	9.527
0601129008	0.564	0.404	0.986	0.142	0.744	0.063	14.368	8.423
0901084024	0.009	0.350	0.010	0.009	0.366	0.342	93.814	93.474
0902049100	0.589	0.030	0.617	0.532	0.034	0.022	86.200	63.422
0901043006	1.329	0.960	1.813	0.939	1.156	0.780	51.801	67.503
0602003143	0.403	0.478	0.739	0.232	1.264	0.020	31.371	1.598
0402032029	0.432	1.140	0.865	0.185	1.818	0.738	21.443	40.598
0503041063	0.929	0.304	1.268	0.641	0.346	0.276	50.576	79.884
0301036002	0.137	0.405	0.200	0.023	0.574	0.089	11.373	15.442
CONDOMINIO O AMATISTA	0.788	1.710	1.008	0.386	2.245	1.029	38.337	45.849
CONDOMINIO O BALLARTE	0.007	0.018	0.021	0.000	0.069	0.000	2.358	0.289
VIVIENDA FMLA. BERNAL GUAMÁN	1.782	0.153	2.548	0.747	0.266	0.090	29.306	33.809
0503039018	0.544	1.500	0.602	0.501	1.548	1.481	83.101	95.691
VIVIENDA SRA. LIGIA LUCIA OCHOA MENDIETA	0.506	0.747	0.609	0.364	0.922	0.431	59.734	46.740
VIVIENDA SRA. LILIAN VALDIVIESO Y FMLA.	0.040	0.108	0.092	0.010	0.120	0.085	11.292	70.917
0302030017	1.041	0.688	2.401	0.341	1.150	0.261	14.208	22.692
VIVIENDA SRA. MARIA PESANTEZ Y FMLA.	0.778	0.151	1.357	0.195	0.204	0.073	14.395	35.651
0905087020	1.306	1.480	1.452	1.192	1.918	1.254	82.096	65.346
0402055089	0.150	1.691	0.289	0.001	2.636	0.453	0.347	17.178
0403004011	0.399	0.529	0.851	0.108	1.084	0.095	12.670	8.784
0301012020	0.721	1.280	0.786	0.666	1.409	1.113	84.827	78.982
0903042032	0.304	0.799	0.698	0.105	1.563	0.490	15.021	31.359
0903029071	0.351	0.556	0.500	0.099	0.790	0.396	19.792	50.114